



EESTI MAAÜLIKOOL
Metsandus- ja maaehitusinstituut

Aleksander Grigorov

**KLAASPLASTSARRUSEGA ARMEERITUD SILLUSTE
PAINDETUGEVUSE JA LÄBIPAINDE UURIMINE**

INVESTIGATION OF FLEXURAL STRENGTH AND
DEFLECTION OF CONCRETE LINTELS REINFORCED WITH
FIBER-REINFORCED POLYMER (FRP) BARS

Magistritöö
Maaehituse õppekava

Juhendaja: dotsent Alexander Ryabchikov, *PhD*

Tartu 2019

Eesti Maaülikool Kreutzwaldi 1, Tartu 51014		Magistritöö lühikokkuvõte	
Autor: Aleksander Grigorov		Õppekava: Maaehitus (382)	
Pealkiri: Klaasplastsarrusega armeeritud silluste paindetugevuse ja läbipainde uurimine.			
Lehekülgi: 77	Jooniseid: 27	Tabeleid: 16	Lisaid: 5
Osakond/Õppetool:		Maaehituse ja veemajanduse õppetool	
ETIS-e teadusvaldkond ja CERCS-i kood:		Tehnikateadused: T220, T230	
Juhendaja(d):		dotsent Alexander Ryabchikov	
Kaitsmiskoht ja -aasta:		Tartu 2019	
<p>Klaasplastkiud on üks maailmas levinumatest ehitusmaterjalidest. Ehituses kasutatakse seda betoonelementide armeerimisel. Selle eelisteks terase ees on: kerge kaal, lihtne käitlemine, korrosioonikindlus, kõrge tõmbetugevus, pikk eluiga, madal soojus- ja elektrijuhtivus. Selle puuduseks on madal normaalelastsusmoodul, mis mõjutab betoonelementide läbipainet.</p> <p>Magistritöö eesmärgiks on klaasplastsarrusega armeeritud silluste paindetugevuse ja läbipainde uurimine erinevate läbimõõtudega ja sarruste arvu kasutamisel. Uuringus kasutati nelja punkti paindekatseid. Esimeseks ülesandeks oli katsetada lisaks terassarrustega armeeritud sillusi ning võrrelda tulemusi klaasplastsarrusega armeeritud silluste katsetulemustega. Teiseks ülesandeks oli leida arvutuslikud kandevõime ja läbipainde väärtused lähtuvalt erinevatest standarditest ja juhistest ning teostada võrdlev analüüs.</p> <p>Käesolevas töös kasutati Armastek sarrusi läbimõõtudega 6 ja 10 mm. Katsete teostamiseks valmistati üheksa katsekeha, milleks kasutati AS TMB Elemendi C35/45 klassi betooni. Katsetulemused näitasid, et lubatud läbipainde juures olulisemalt tugevam oli terassarrustega armeeritud sillus. Klaasplastsarrusega armeeritud sillused näitasid 53% madalama paindekandevõime väärtuse lubatud läbipainde juures ning purunesid väiksema läbipainde juures.</p>			
Märksõnad: klaasplastsarmatuur, läbipaine, paindetugevus, sillus, betoontala.			

Estonian University of Life Sciences Kreutzwaldi 1, Tartu 51014		Abstract of Master's Professional Higher Education Thesis	
Author: Aleksander Grigorov		Curriculum: Civil Engineering (Rural Building), 382	
Title: Investigation of flexural strength and deflection of concrete lintels reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars.			
Pages: 77	Figures: 27	Tables: 16	Appendixes: 5
Department / Chair:		Chair of Rural Building and Water Management	
Field of research and (CERCS) code:		Technological Sciences: T220, T230	
Supervisors:		Associate Professor Alexander Ryabchikov	
Place and date:		Tartu 2019	
<p>Glass-reinforced polymer is getting the most popular building material in the world. Fiber-reinforced polymer (FRP) bars are widely used to reinforce concrete elements of bearing structures. It has many advantages compared to steel: light weight, easy handling, corrosion stability, high tensile strength, long life, low heat and electric conductivity. Its biggest disadvantage is low modulus of elasticity that influences the deflection of concrete elements.</p> <p>The aim of the Master's thesis is investigation of flexural strength and deflection of concrete lintels using different size and number of reinforcement bars. In this experimental work four-point static bending tests were used. The first task was to test steel reinforced concrete lintels and compare results with results obtained for lintels reinforced with fiber-reinforced polymer bars. The second task was to calculate the value of load bearing capacity and deflection using different standards and instructions, as well to carry out comparative analysis.</p> <p>In this study the glass fiber polymer bars of the company „Armastek“ with diameters of 6 and 10 mm were used. All together nine lintels were prepared using concrete C35/45 of AS TMB Element. The results indicated that steel reinforced lintels were significantly stronger at allowable deflection. Lintels reinforced with FRP bars showed 53% lower results and fractured at smaller deflection.</p>			
Keywords: fiber-reinforced polymer bars, FRP, deflection, flexural strength, lintel, concrete beam.			

SISUKORD

SISSEJUHATUS	5
1. KIRJANDUSE ÜLEVAADE.....	7
1.1. Polümeerkiudsarruse kasutamise ajalugu ja omadused	7
1.1.1. Kiudude ja polümeerkiudude ajalooline taust.....	7
1.1.2. Polümeerkiudsarruse ehitus.....	8
1.1.3. Polümeerkiudsarruste üldised omadused	9
1.2. Ehituses kasutatavad kiud	10
1.3. Klaasplastsarruste tootmistehnoloogia.....	12
1.3.1. Klaaskiu tootmine	12
1.3.2. Klaasplastsarruste tootmine	14
1.4. Tootja „Armastek“ klaasplastsarrused.....	15
1.5. Ülevaade varem tehtud uurimistöödest	17
1.6. Magistritöö eesmärgid ja ülesanded	27
2. KLAASPLASTSARRUSEGA ARMEERITUD SILLUSTE PAINDEKATSED.....	28
2.1. Silluste projekteerimine ja arvutamine	28
2.2. Katsemetoodika	44
2.2.1. Katsekehad	45
2.2.2. Katse käik.....	48
3. KATSETULEMUSED JA ARUTELU	51
KOKKUVÕTE	57
KASUTATUD KIRJANDUS	59
LISAD	62
Lisa 1. Esimese seeria katsekehade lahenduskäik (ISIS Canada projekteerimisjuhend). 63	
Lisa 2. Esimese seeria katsekehade lahenduskäik (ACI 440.1R-15 projekteerimisjuhend)	
.....	68
Lisa 3. Betoonsilluste tootmise skeemid.....	73
Lisa 4. Lubatud koormuse arvutus lubatud läbipaine juures	76
Lisa 5. Lihtlitsents lõputöö salvestamiseks ja üldsusele kättesaadavaks tegemiseks ning	
juhendaja kinnitus lõputöö kaitsmisele lubamise kohta	77

SISSEJUHATUS

Polümeerkiudsarruste lihtsamaid vorme kasutati ehitustöodes juba Vana-Egiptuses ning ajalooliselt materjal arenes vastavalt iga ajastu vajadustega. Selliste polümeerkiudsarrustena kasutatavate materjalide, nagu klaas, aramiid, süsinik, leiutamine lahendas mitu terase kasutamisega seotuid probleeme. Põhiprobleemideks oli väga kiire korrodeerumine, metalli hea elektrijuhtivus, konstruktsioonide raskus ning materjali ebamugav käitlemine.

Iga materjali omadused ja nende omavaheline võrdlemine on toodud lühidalt magistritöö esimeses peatükis ning detailsem kirjeldus on seotud töö käigus kasutatava klaasplastsarrustega. Oma töös kirjeldab autor polümeerkiudsarruse ehitust, selleks kasutatavaid tooraineid. Klaasplastsarrustena kasutatakse tavaliselt E-tüüpi klaasi, kuid selles töös kirjeldab autor ka teisi klaaside tüüpe, millele järgneb klaaskiu valmistamise tehnoloogia. Klaasplastsarruste tootmise protsess, mida nimetatakse pultrusiooniks, on etappide kaupa välja toodud.

Betooni tugevdamine klaasplastsarrustega sai viimaste aastakümnete jooksul märkimisväärseks saavutamiseks ehitusmaailmas oma ökonoomse, tehnoloogilise ja esteetilise omaduse poolest. Tänapäeval on see inseneride ja ehitajate jaoks kõige mitmekülgsem ehitusmaterjal. Materjaliga teostatakse erinevaid katseid igal pool maailmas, uurides selle mehaanilisi ja keemilisi omadusi. Töö autor refereerib Eesti Maaülikoolis tehtud magistritöid ja teistes ülikoolides või uurimisasutustes läbi viidud uuringuid.

Töö praktilise osa läbi viimiseks kasutatakse „Armastek“ firma poolt valmistatud klaasplastsarrusi ning esimeses peatükis on toodud materjali omaduste ülevaade ning võrdlus terassarrusega. Armastek klaasplastsarrused ei juhi elektrit ega soojust ning see on terassarrustest peaaegu neli korda kergem. Klaasplastsarruste tõmbetugevus on terassarruste tõmbetugevusest 2,5 korda kõrgem, mida tähendab, et tuleb rakendada 2,5 korda rohkem koormust sarruste purustamiseks.

Diplomitöö teises peatükis kirjeldatakse katse metoodikat, katsekäiku ja paindekatsetes kasutatavaid ketsekehi. Katsekehadeks valmistati üheksa betoonsillust, mis olid omakorda jaotatud kolmeks seeriaks. Iga seeria koosnes kolmest ühesugusest katsekehast ning seeriad erinesid sarrustena kasutatava materjali ja sarruste läbimõõdu poolest. Betoonsillustele

rakendati jõud, arvutiprogramm fikseeris läbipainet ja koormust, mille järgi koostas autor painediagramme ja edaspidi analüüsis neid.

Magistritöö peamiseks eesmärgiks on klaasplastsarrustega Armastek tugevdatud betoontalade läbipainde ja paindekandevõime määramine. Reeglina on Armastek klaasplassarruse elastsusmoodul neli korda väiksem terassarruse omast. Mida väiksem on elastsusmoodul, seda suurem peab olema läbipaine. Autor seadis endale üheks ülesandeks katsetega kindlaks teha läbipainete erinevus ja leida vastus küsimusele, kas saab klaasplastsarrustega armeeritud betoontalasid kasutada akna sillustena.

Kolmandas peatükis tuuakse välja tulemusi, arutelu ja järeldused.

Autor tänab oma juhendajat, ehitusmehaanika dotsenti Alexander Ryabchikovit, magistritöö valmimise kaasaaitamise eest. Samuti tänab autor nooremteadurit Martti-Jaan Miljanit katsete läbi viimise abistamise eest. Autor tänab OÜ Donleoni, kes varustas „Armastek“ klaasplastsarrustega katsekehade valmistamiseks ning AS TMB Elementi, kes pakkus betoontalade valamiseks vajalikke materjale ja ruume ning aitas katsekehade valamisele oluliselt kaasa.

1. KIRJANDUSE ÜLEVAADE

1.1. Polümeerkiudsarruse kasutamise ajalugu ja omadused

1.1.1. Kiudude ja polümeerkiudude ajalooline taust

1500 aastat enne Kristust Egiptuses ja Mesopotaamias kasutati muda ja õlgede segu tugevate konstruktsioonide ehitamiseks. Aastate jooksul ehitamisvaldkond arenes ning võeti kasutusele puud, taimede kiud, loomade ja taimede limaaaineid ning kasutati neid ehitise hea püsivuse tagamiseks. 1900. aastate oli teadlaste poolt avastatud plastik, mis iseenesest üksinda ei pakkunud piisavalt tugevust ja ei vastanud tehnilistele nõuetele. See jätkus kuni 1935. aastal firma Owens Corning esitas esimesena klaaskiud [1].

Polümeerkiud kujutab ennast katkematu kiu peidetud polümeermaatriksi sisse [2]. Eraldi seisab ka „liim“, mis struktuuri kokku hoiab. Kasutatavad polümeerid võivad olla termoreaktiivsed (polüester, vinüülester) või termoplastilised (nailon, polüetüleentereftalaat).

Vaatamata suhteliselt varajasele sünniaastale hakati kiudmaterjali tööstusprotsessi ainult peale Teist Maailmasõja lõppu [2]. Ameerika Ühendriikides sõjajärgse majandustõusu pärast suurenes nõudlus vabaajatoodete vastu, üks neist oli klaaskiudsarrustega tugevdatud õngeritv. Seejärel tuli golfväljaku lipp ja suusakepid. 1960. aastates leidis kasutust elektritoodete turul tänu oma surve- ja tõmbetugevusele ning suurepärasele elektriisolatsioonile. Järgneval aastakümnel olid edusammud tehtud üha rohkem ehitamises ja betooni tugevdamises, lisaks arenes edasi elektroonika alal kasutamine, rööbastes.

1960. aastatel hakati tegelema terassarruste korrodeerumise probleemiga ja ehitistes [2]. Teesoola kasutamine külma kliimaga riikides või meresoola rannikuriikides kiirendas korrosiooni tekket terasega tugevdatud konstruktsioonidel. Korrosioon laiendab betooni ja tekitab seal murde. Esimeseks lahenduseks sai tugevdatud osade galvaniseerimine (ehk teise metalliga katmine), mis ebaõnnestus metallidevahelise reageerimise tõttu. Alternatiiviks sai mereehitiste ja sildade tugevdamine klaaskiudsarrustega.

Nii tol ajal, kui ka praegu üks suurematest kasutusalaadest on betooni tugevdamine selleks, et toetada või ümbritseda magnetresonantstomograafia meditsiiniseadmeid, sest sellisel eesmärgil ei ole võimalik kasutada terassarruseid [2].

1986. aastal Saksamaal ehitati maailmas esimese polümeerkiudsarrustega tugevdatud mantesilda [2]. Üha rohkem hakkasid riigid sellesse alasse raha panustama. 1993. aastaks oli loodud üheksa polümeerkiudsarrustega aktiivselt tegelevat firmat.

1.1.2. Polümeerkiudsarruse ehitus

Polümeermaatriksi ülesanne on pinge üle kandmine tugevdamiseks kasutatud kiudude ja ümbritseva struktuuri vahel ja kiudude kaitsmine keskkonna ning mehaaniliste vigastuste eest [2]. Polümeeriks nimetatakse pika ahelaga molekule, mis omab omavahel tugevate kovalentsete sidemetega ühendatud ühe või mitu korduvaid aatomiühikuid. Polümeermaterjal on sarnase keemilise struktuuriga polümeermolekulide kogumik.

Komposiitmaterjali mehaanilised omadused sõltuvad ümbritseva keskkonna temperatuurist. Klaasistumistemperatuuri juures (T_g) polümeermaterjal muutub rabedast tahkest olekust pehmeks aga vastupidavaks tahkeks olekuks. Polümeermaterjal on samuti äärmiselt viskoelastne [2].

Põhiliselt kasutatakse polüestervaike ja epoksüvaike. Rohkem kasutatav on polüestervaike, mis omakorda klassifitseeritakse tooraine järgi järgmiselt [2]:

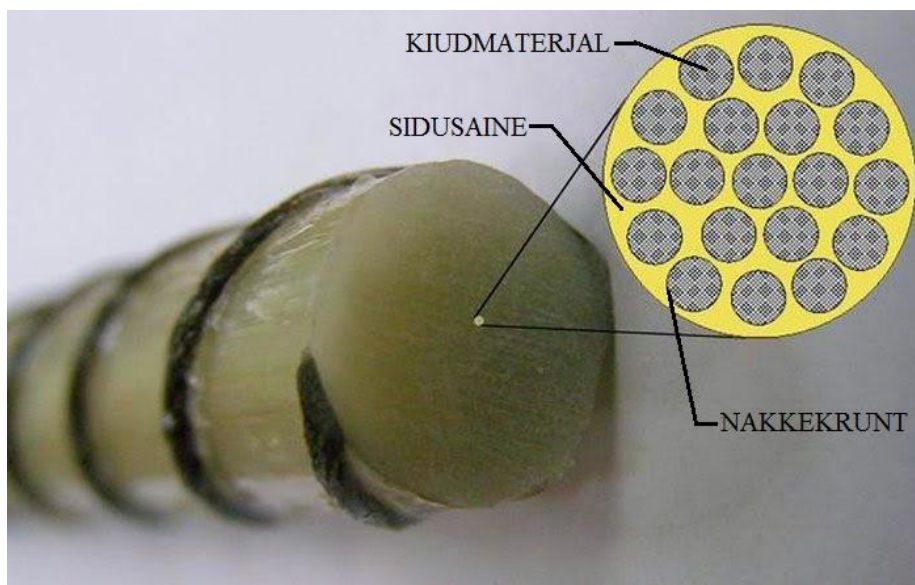
- Ortoftaalpolüester – selle iseloomustab niiskusekindlus, termiline ja keemiline stabiilsus, aga kuna mehaaniline tugevus puudub, kasutamine betooni tugevdamisel on mõtetu.
- Isoftaalpolüester – võrreldes eelmise materjaliga termiliselt ja keemiliselt stabiilsem, niiskusekindel, mehaanilised omadused on head. Materjal on ortoftaalist kallim, aga tootmine on lihtne ja efektiivne.
- Vinüülester – on tuntud tänu oma vastupidavusele, elastsusele, säilitab oma omadusi agressiivse keskkonna mõjul, seal hulgas kõrge pH taseme ehk leeliselise keskkonna juures, mis on betoonile iseloomulik.
- Bisfenool A fumaraat – pakkub jäikust, orto- ja isopolüestrist termiliselt ja keemiliselt stabiilsem.

- Kloreendiinid – kloreendiin- ja fumaarhape segu, millel on suurepärane keemiline stabiilsus ja tulekindlus.

Epoksiivaigud on saadaval erinevate viskoossustega ja töötavad mitmete tahkestavate ainetega. Epoksiidid on polüestritest kaks korda kallimad, kuid omavad ka mõningaid eelisi [2]:

- võib saada erinevaid mehaanilisi ja füüsilisi omadusi lähteaine mitmekesisuse tõttu;
- töötlemise ajal ei eraldu lenduvad monomeerid;
- kuivamisel vähene kokkutõmme;
- suurepärane vastupidavus kemikaalidele;
- hea adhesioon täiteaine, kiudude, aluasinate suhtes.

Kiude kaetakse sidusainega (Joonis 1) selleks, et kiudude ja polümeermaatriksi vahel oleks selgepiiritletud ala, samas see tõstab kiu adhesiooni maatriksi suhtes [2].



Joonis 1. Komposiitmaterjali ehituse skemaatiline pilt [3].

1.1.3. Polümeerkiudsarruste üldised omadused

Materjale, mida klassifitseeritakse kiududeks, on polükristallilised või mittekristallilised ehk amorfseid ning omavad väga väikest läbimõõtu [2]. Kiud koosnevad tavaliselt polümeeridest või keraamikast. Kasutatavate materjalide nimekiri on üsna pikk, näiteks,

aramiid, klaas, süsinik, boor, alumiiniumoksiid ja mõned teised. Klaas, süsinik ja aramiid on kõige populaarsemad tugevdamisel kasutatavad kiudmaterjalid.

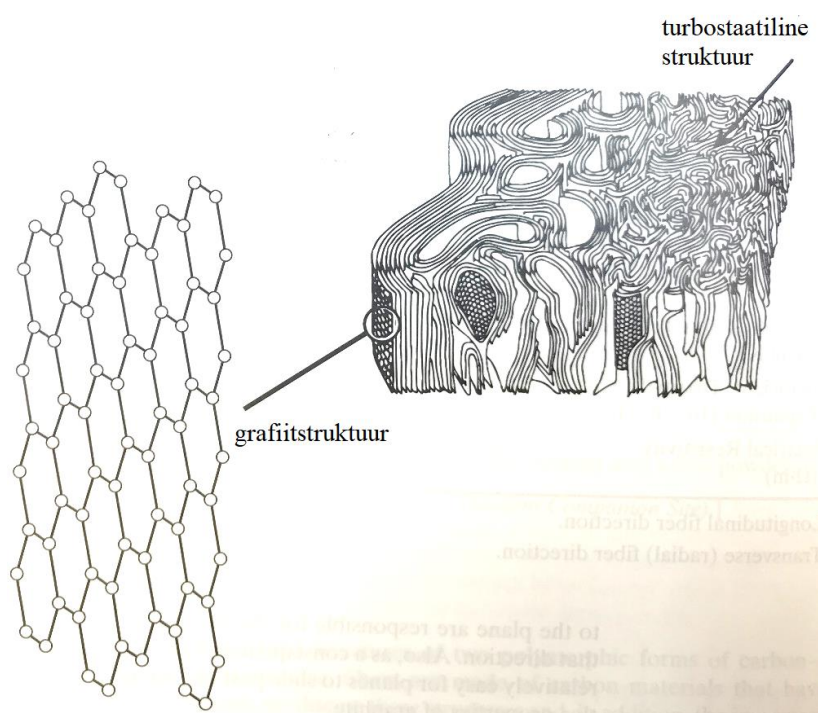
Tabel 1. Laialt levinud polümeermaterjalide omadused [2]

	E-klaas	Aramiid	Süsinik
Erikaal kg/m^3	2540	1450	1760
Läbimõõt μm	10	11,9	7
Tõmbetugevus MPa	2689	3620	3790
Elastusmoodul GPa	72	131	231

1.2. Ehituses kasutatavad kiud

Süsinikkiud

Süsinikkiud on äärmiselt tugevad ning säilitavad selle omaduse kõrgendatud temperatuuridel. Toatemperatuuril on see niiskuskindel, paljude solventide, hapete ja aluste suhtes vastupidav. Joonisel 2 on toodud süsinikkiu skemaatiline sktruktuur, kus on näha, et see koosneb grafiit- (korrapärane struktuur) ja turbostaatilise (mittekorrapärasene) struktuurist [4].



Joonis 2. Süsinikkiu skemaatiline pilt [4].

Süsinikuga tugevdatud kiupolümeere kasutatakse spordiriietuses ja varustuses (õngeridvad, golfikepid), õhusõidukite konstruktsiooni elementides [4].

Aramiidkiud

Orgaaniline kiud, mis on oma olemuselt vedelkristallpolümeer [2]. Aromaatne ring tema keemilises struktuuris soodutab kõrget termilist stabiilsust ning para-asend põhjustab jäikust. Para-aramiidkiud on E-klaasist 50% võrra tugevam.

Aramiidkiud võeti kasutusele 1970. aastatel [4]. Materjali suureks eeliseks on tema silmapaistev tugevuse ja kaalu suhe. Aramiid on tuntud tänu oma sitkusele, elastsusele, löögikindlusele, vastupidavusele libisemisele ja kurnamisele. Samuti ka see materjal on stabiilne temperatuuri kõikumistele vahemikus -200 kuni +200 °C. Keemiliselt on nad tundlikud tugevate hapete ja aluste suhtes. Leiab kasutust näiteks kuulikindlate vestide, rehvide, trosside tootmisel, tehakse päästjate töövormi.

Klaaskiud

Klaasplastkiud on kerge kaaluga, samas väga tugevad [5]. Materjali eelistatakse tema lihtsa valmistamise, madala hinna ja metallidega võrreldes suurema tugevuse tõttu. Lisaks on see materjal näidanud head tulekindlust, kuna tehtud anorgaanilisest materjalist, mis ei põle. Klaaskiud ei muuda oma omadusi ei kuumas ega külmas toimetel ning omab minimaalse niiskuse absorptsioonivõime.

Klaasplastarmatuur võib olla valmistatud isegi 6 mm läbimõõduga, nii et selle kaal ei raskenda oluliselt konstruktsiooni [6]. Üksiku klaaskiu läbimõõt jääb vahemikku 3-20 µm. Klaas on laialt kasutatav materjal kiu valmistamisel, materjali on lihtne tõmmata tugevateks kiududeks sulatatud olekust. Klaaskiu pinna omadused on väga tähtsad, kuna isegi kõige väiksem pinnal olev mõra võib mõjuda kahjulikult tõmbetugevusele. See on põhjus, miks just välja tõmmatud kiud kaetakse spetsiaalse õhukese kihiga, mis kaitseb pinda kahjustuste ja ebasoodsate keskkonnatingimuste eest. Katet eemaldatakse enne segu valmistamist ja asendatakse sidusainega, mis tekitab keemilisi sidemeid kiu ja maatriksi vahele. [4]

E-klaas kuulub kaltsium-alumiiniumoksiid-silikaatklaaside perekonda ja 80-90% klaaskiutoodetes kasutatakse just sellist tüüpi klaasi [2].

1.3. Klaasplastsarruste tootmistehnoloogia

1.3.1. Klaaskiu tootmine

Klaasi potentsiaal konstruktsioonide valmistamisel oli avastatud juba 1940. Aga kuna klaas omab madalat vastupidavust leeliselise keskkonna suhtes, mis väljendub materjali korrosiooni ja tõmbetugevuse kadumisenä, raskendas see betoonkonstruktsioonides kasutamist, kuna betoon omab aluselisi omadusi. 1960. täiendati klaasmaterjali suure koguse tsirkooniumi dioksiidi lisamisega, mis andis vastupidavust leeliste suhtes. Sellest ajast sai klaasplastarmatuuri kasutamine võimalik ja see hakkas levima üle maailma. [6]

Klaasplastsarruste valmistamine nõuab erilist hoolikust ja ettevaatust [7]. Klaaspinna katmine orgaanilise ainega materjali vormimise ajal on vaja libestamiseks ja abrasiooni vältimiseks niitude omavahelise kokkupuude tagajärjel.

Teiseks oluliseks klaaskiu tõmbetugevuse mõjutajaks on tooraine koostis. On olemas suur hulk erinevaid klaaskiu tüüpe, kõige levinumaid on toodud allolevas tabelis 2.

Tabel 2. Konstruktsioonides kasutatavate klaaskiudude tüübid [7]

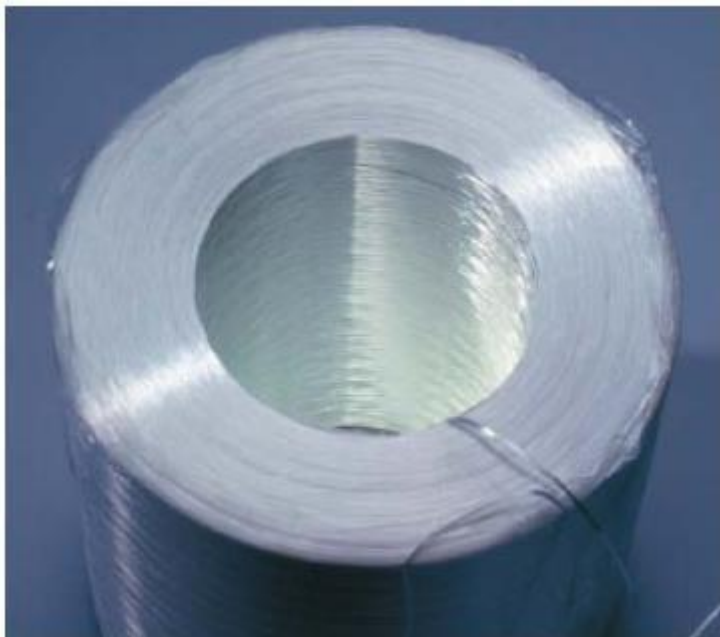
Klaasi tüüp	Kirjeldus
E	Allumiinium-borosilikaat klaas oli loodud elektriliste seadmete jaoks aga leidis kasutamist peaaegu kõikides klaasplastsarrustega tugevdatud kompleksides.
E-CR	Korrosiooni suhtes vastupidav E-klaas on samasuguste või parimate mehaaniliste omadustega ja vähete puudustega võrreldes standartse E-klaasiga.
R	Eriti tugev klaas, vahelüli E ja S klassi vahel.
S	Siia klassi kuulub põhiliselt magneesiumi ja allumiiniumi oksiidist ja silikoonist valmistatud klaas. Antud klaas oli loodud eriti tugevana ja vastupidavana soojuse ja korrosiooni suhtes.

Klaaskiu moodustumist saavutatakse kiu tõmbamisega läbi väärismetallist puksi sees oleva väikese avause [7]. Allpool olevatel pildidel (Joonis 3) on näha puksist voolava hõõguva kuuma klaaskiu ja pukside otsi.



Joonis 3. Klaaskiu moodustumise protsess [7].

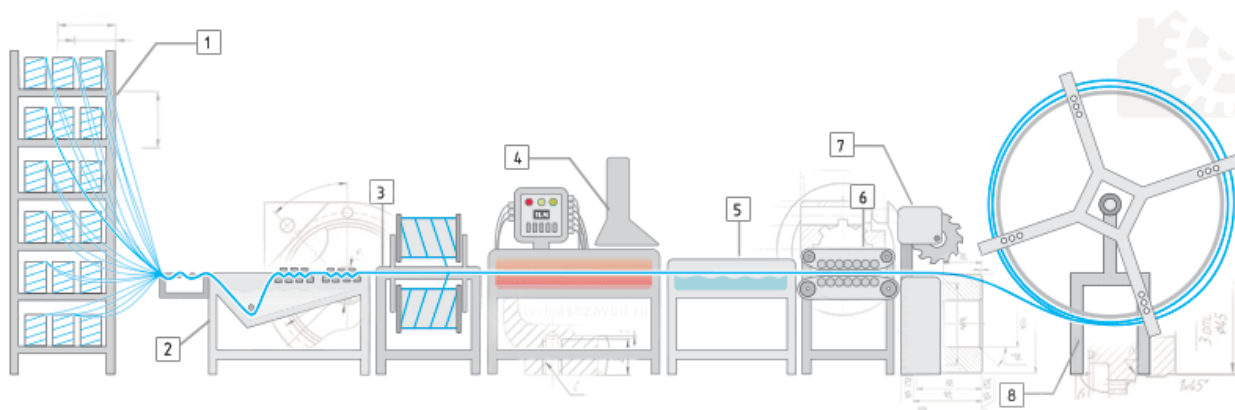
Peale puksist väljumist toimub klaaskiu kohene jahutamine, kogumine, suuruste järgi sorteerimine ja kerimisseadmesse paigutamine. Kerimisseade on mõeldud koheselt kasutamiseks valmis kimpude tootmiseks.



Joonis 4. Kasutamiseks valmis klaaskiudkimp [7].

1.3.2. Klaasplastsarruste tootmine

Pultrusioon on tootmisprotsess, mille käigus kuidsarrusi immutatakse maatriksiga ja tõmmatakse läbi avause püsiva ristlõike kujuga toode saamiseks [8]. Protsessi võib jaotada kolmeks suureks etapiks: soojusülekanne, rõhuala ja tõmbeala (Joonis 5). Esimeseks väljuvad kiud hoiustamiskohast ning neid tõmmatakse läbi vaiguga täidetud vanni. Polümeermaatriksi tähtsust kirjeldati käesoleva töö peatükis 1.1.2. Lisaks vaigule koosneb vanni sisu täiteainest, katalüsaatorist, värvainest, ultraviolett stabilisaatorist ja teistest abiainetest. Teises etapis kiud läbivad vormi, selleks et vabaneda polümeeri üleliigsest kogusest. Järgneb kuumutamisseade, mis on oma olemusest tunnelahi, kus on oluline temperatuuri pidev kontroll materjali ülekuumenemise vältimiseks. Seejärel sattub klaaskiu jahutava vedelikuga vanni. Viimase etappina läbib materjal tõmbemasinat, ning pärast seda tükeldatakse klaasplastsarrusi teatud pikkustega osadeks automaatlõikuri abil. Joonisel 5. on lisatud seade, mille abil kasutamiseks valmis klaasplastsarrusi pakendatakse.



Joonis 5. Pultrusiooniseade skemaatiline pilt. 1 – kiudrullide hoiustamise koht; 2 – vaiguga immutamine avatud vannis; 3 – seade esialgse kuju andmiseks; 4 – kuumutamisseade; 5 – jahutava vedelikuga vann; 6 – tõmbemasin; 7 – automaatlõikur; 8 – valmis klaasplastsarruse pakkendamine [9].

1.4. Tootja „Armastek“ klaasplastsarrused

Klaasplastsarruste kasutamine on kaasaegne meetod, mis omab võrreldes terasega mitmeid eeliseid [10]. Terasel on suure niiskusega keskkonnas oksüdatsiooni protsessi tekke tõenäosus väga kõrge ning materjal väga kergesti korrodeerub. Kuna betoon absorbeerib niiskust ümbritsevast keskkonnast, siis sattub vesi ka sarrustele, mida tuleb arvesse võtta materjali valikul.

Klaasplastsarruste eelised [10]:

- terasest kergema kaaluga, seega väga mugav transportimisel ning ei raskenda konstruktsioone;
- ei jää terase tõmbetugevusele alla ning on isegi kolm korda tugevam;
- lihtne käidelda ja paigaldada;
- ei juhi elektrit ja soojust ega külma;
- niiskuskindel ehk ei korrodeeru;
- eluiga konstruktsioonides on kuni 80 aastat.

Donleon OÜ on omandanud klaasplastsarruste ainumüügiõiguse Euroopas. Klaasplastsarrus on uudne ja ökoloogiline lahendus ehitusmaailmas. Klaasplastsarrus ei roosteta ega hakka niiskes keskkonnas paisuma ja betooni lõhkuma, ei tekita külmasilda, ei juhi elektrit, on metallist kuni kümme korda kergem [11].

Donleon OÜ juhatuse esimehe sõnul oli firma turule tulekul probleemiks asjaolu, et puudusid sarruste võrgud. On teada, et klaasplastsarrused on suhteliselt jäigad ja nende painutamine on võrdlemisi raske. Tavaliselt on sarrused ühes suures (50 m) rullis, millest lõigatakse sobivas suuruses tükke. Kuna selle painutamine on võimatu, kasutati pikka aega metallsarrusi nurkade moodustamiseks. Tänapäeval on see probleem juba lahendatud, turule jõudsid valmis painutatud nurgad, need on lihtsalt kättesaadavad ja ei ole vajadust painutusmasina järele, millega saab kulusid veelgi kokku hoida. Peab märkima, et klaasplastsarrused on mugavad transportimisel – 1000 m mahub auto pakiruumi ja kaalub metallsarrustest umbes 10 korda vähem [11].



Joonis 6. Klaasplastsarrus 50-meetristes rullides [12].

Tabel 3. Klaasplastsarruse Armastek ja terassarruse A-III omadused [10]

Omadused	Klaasplastsarrus Armastek	Terasssarrus A-III
Tõmbetugevus MPa	1000	390
Elastusmoodul MPa	50 000	200 000
Soojusjuhtivus W/m×K	0,35	46
Tihedus t/m ³	1,9	7,8
Elektrijuhtivus	mittejuhtiv	juhtiv
Pikkus	vastavalt tellija soovile	standartne pikkus 6-12 m

1.5. Ülevaade varem tehtud uurimistöödest

2019. aastal Araabia ühendemiraatides viidi läbi erinevate betoonisegude paindekatsed [13]. Uuringutes kasutati tavalist portlandtsemendist betooni (OPCC), klaasplastsarrustega armeeritud betooni (FRC), geopolümeerbetooni (GPC) ja klaasplastsarrustega armeeritud geopolümeerbetooni (FRGC). Iga seeria jaoks valmistati kaks betoontalda, seega kokku kaheksa katsekeha. Klaasplastsarruse läbimõõt oli 16 mm ning rangide läbimõõt 10 mm. Uuriti järgmisi parameetreid: kandevõime, läbipaine, deformatsiooni kasv betoonis ja sarrustes pragude arenemisel.

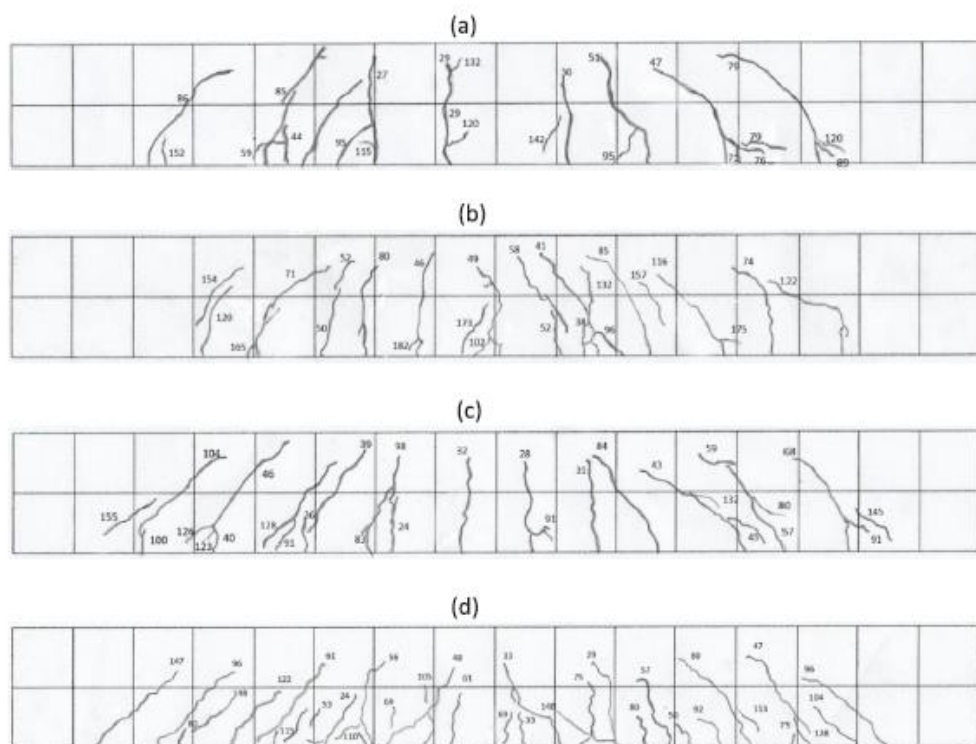
Viimastel aastakümnetel otsisid teadlased tavalisele betoonile alternatiive [14]. 1978. aastal leiti, et ühe loodusliku päritoluga räni ja alumiiniumi sisaldava tooraine töötlemisel leelislahusega tekib nende vahel polümerisatsioonireaktsioon. Selle tulemusena kasvab survetugevus, hapekindlus, langeb kahenemine ning lisaks saab väikese soojusjuhtivusega ehitusmaterjali. Suureks eeliseks on ka asjaolu, et antud tootmisprotsessi käigus vabaneb atmosfääri väiksem süsihappegaasi kogus.

Tulemused (Tabel 4) näitasid, et nii OPCC kui GPC puhul tekkisid esimesed praod praktiliselt samade koormuste juures. OPCC ja GPC paindekandevõime väärtused olid vastavalt 10,7 ja 9,0 kNm. Selline erinevus on seotud erinevate betoonitüüpide survetugevustega. Betoontala GPC1 ja GPC2 vahel on selle parameetri mõningane erinevus, vastavalt 11,2 ja 6,8 kNm. Töö autor seletab seda katsekeha tootmise ebatäpsusega, kusjuures väidab, et see ei mõjutanud hiljem lõplikku purumenist. Tavabetooni (OPCC) armeerimine tõstis katsekehade paindekandevõimet – klaasplastsarruste kasutamisel suurenes see parameeter 10,5% võrra mõlema katsekeha puhul.

Tabel 4. Paindekandevõimed esimese prao ja lõpliku purunemise juures [14]

	Katseline kandevme $M_{cr(kats)}$	Arvutuslik kandevõime $M_{cr(arv)}$	Katseline kandevõime $M_{n(kats)}$	Arvutuslik kandevõime $M_{n(arv)}$	Arvutuslik läbipaine Δ_{arv}	Katseline läbipaine Δ_{kats}
	kNm				mm	
OPCC1	10,0	11,9	72,4	60,4	25,6	36
OPCC2	11,2		68,8			48
FRC1	14,8	12,1	73,6	62,0	26,2	37
FRC2	13,2		82,4			38
GPC1	11,2	9,7	66,8	50,6	21,8	41
GPC2	6,8		64,0			43
FRGC1	5,5	9,5	65,4	49,0	21,2	42
FRGC2	5,4		60,2			41

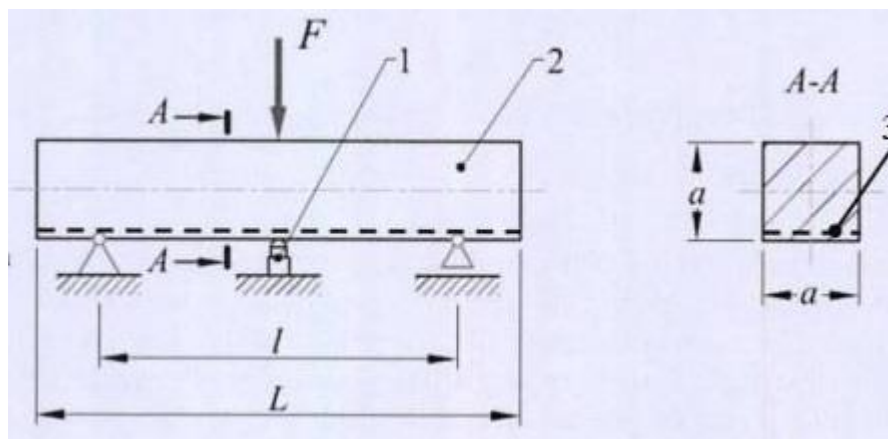
Katseliselt leiti, et ilma armeeringuta katsekehadel tekib vähem, aga laiemaid pragusid võrreldes armeeritud betoontaladega, kus esineb rohkem kitsamaid pragusid. Erinevate seeriade katsekehade purunemise mustreid võib näha joonisel 7.



Joonis 7. Erinevate betoontalade purunemise mustrid: a – OPCC, b – FRC, c – GPC ja d – FRGC [14].

Uurimistöös [15] jälgiti klaaskiusarrustega tugevdatud raudbetooni mehaanilist käitumist. Töö eesmärgiks oli uurida klaaskiudsarrustega tugevdatud ristkülikukujulise ristlõikega raudbetootalasid.

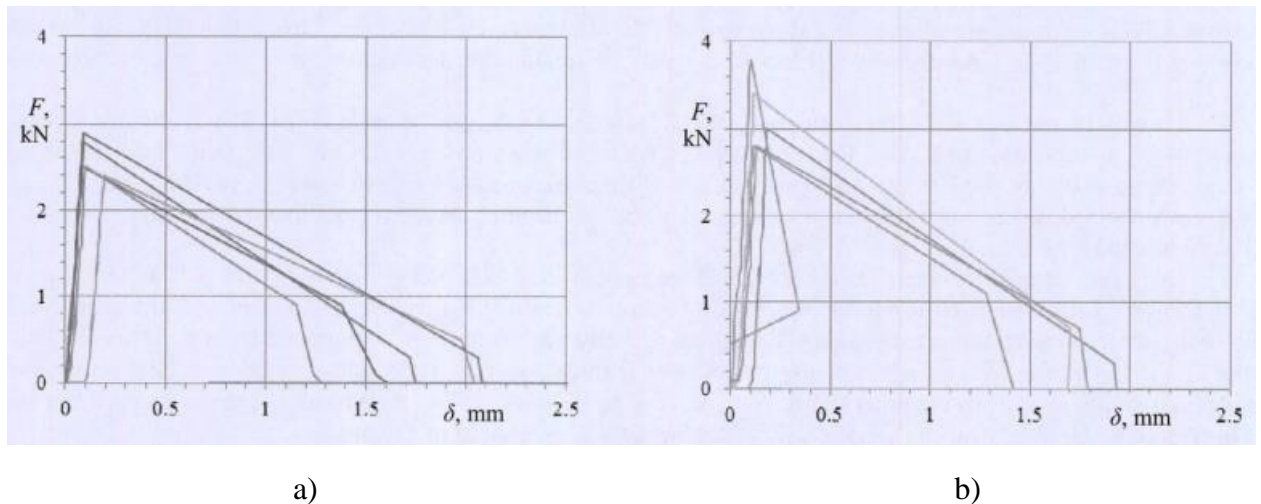
Katsetati kolm katsekehade seeriat: tavaline betoon ja klaaskiudsarrustena kasutati nelja- ja kaheksakihilist võrku. See tähendas, et neljakihilisele võrgule vastas 0,1% ja kaheksakihilisele 0,2% kogu läbilõigatud materjalist. Iga seeria jaoks valmistati 10 katsekeha. Vesitsementtegur oli vahemikus 0,49 kuni 0,55. Klaaskiudarmeeringimine oli laotatud vormi põhjale mõõduga 40×160 mm, põhjale. Võrgu mõõdud olid $2,85 \times 2,85$ mm. Iga vorm läbis vibratsioonilauda. Katsetes kasutati terasvorme mõõtudega $40 \times 40 \times 160$ mm. 24 tundi möödumisel tehti vormid lahti ja paigaldati vee sisse 14 päevaks. 14 päeva möödudes pumbati vesi välja ja kuivatati järgneva 14 päeva jooksul. Enne katsetamist oli iga katsekeha nummerdatud, kaalutud ja mõõdetud.



Joonis 8. Katsekehade katseskeem: nihkeandur (1), katsekeha (2), klaaskiuvõrk (3) [15].

Katsekehad olid paigaldatud vastavalt joonisel 8 olevale katseskeemile. Sille l oli 140 mm. Jõud rakendati risti proovikeha telje suhtes ning suunati allapoole. Läbipainet mõõdeti tala alumise pinna keskel nihkeanduri abil. Katsete käigus toimuvat läbipainet ja koormust salvestati ning filmiti erinevatest nurkadest digitaalkaamera abil. Saadud andmete põhjal koostati paindediagramme.

Uuringus kasutati kolme erinevat materjali. Joonisel 9 on toodud tavalise betooniga saadud katsetulemusi.

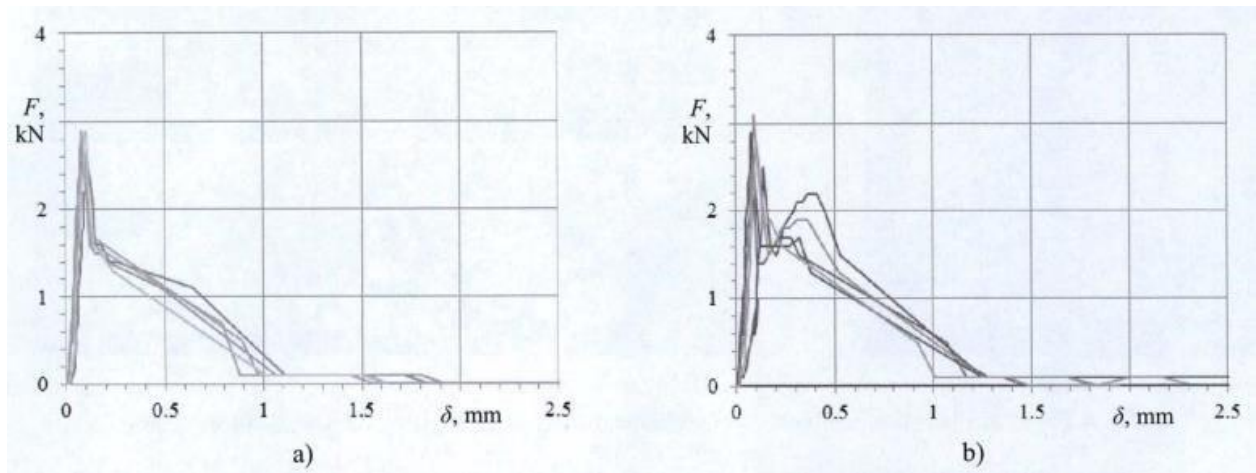


Joonis 9. Tasapinnalise ilma armeeringuta betoontala paindediagrammid: (a) tulemuste esimene osa (katsekeha 1-5) ja (b) teine osa (katsekeha 6-10) [15].

Diagrammide parima näitlikkuse jaoks on tulemused toodud kahe osana, millest igaüks näitab viis kõverat (Joonis 9, a ja b). Graafikutest näeme, et tavalise betooni puhul rakendatav jõud, mis kutsub esile läbipainet on keskmiselt $2,9 \pm 0,7$ kN. Rakendates mõningaid korrekture järeldati esialgsete tulemuste põhjal, et katsekeha läbipaine võrdub keskmiselt 0,8 mm.

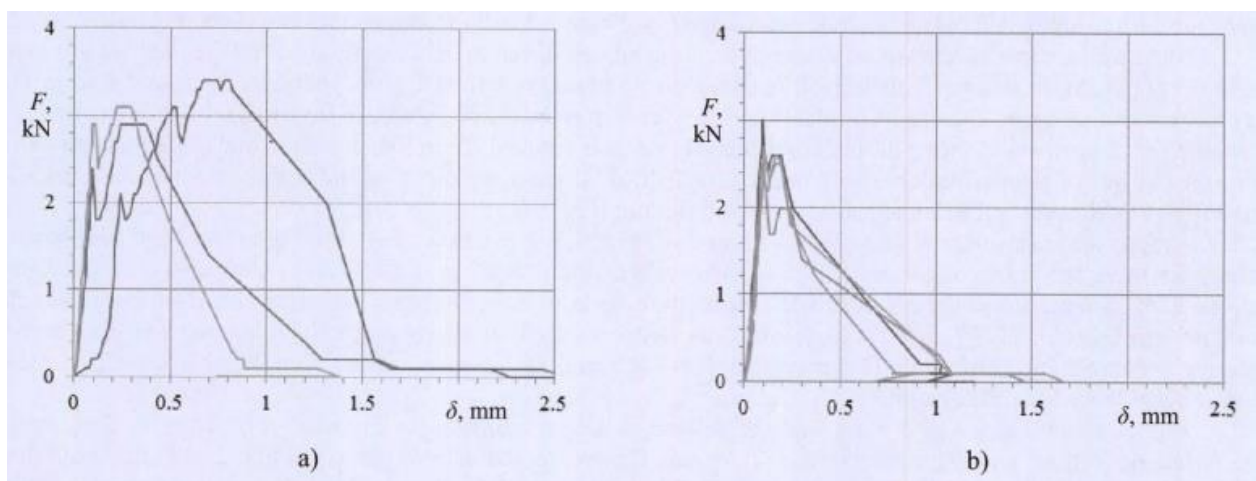
Järgmisena vaadeldi neljakihilise klaaskiudsarrute võrguga tugevdatud betoonikehaga saadud graafikuid. Antud katsekehadele rakendatud jõud oli keskmiselt $2,8 \pm 0,3$ kN, mis on esimeses seerias katsetatud betoonitaldade puhul saadud tulemusega sarnane. Läbipaine purunemisekohal oli samuti keskmiselt 0,8 mm.

Võrreldes klaaskiudarmatuuriga tugevdatud (Joonis 10, a) ja tugevdamata betooni (Joonis 10, b) võib siiski näha mõningaid erinevusi. Pärast pragu tekkimist ei saa betoon kanda tõmbepinget koormuse rakendamise olukorras ja graafikukõver järsult langeb. Klaaskiudsarruste olemasolul läheb sellest hetkest koormus betoonist klaaskiule üle ja hoiab graafikukõvera veel mõningaks ajaks kõrgemal. Tänu sellele on pragude laienemine betoonis pidurdatud.



Joonis 10. Paindediagrammid: (a) tavaline betoontala; (b) neljakihilise klaaskiuvõrguga tugevdatud betoontala [15].

Kaheksakihilise klaaskiudarsarrustega tugevdatud betoontala tulemused on toodud joonisel 10. Katsekeha võtab keskmiselt jõudu $2,9 \pm \text{kN}$.



Joonis 11. Paindediagrammid: kaheksakihilise (a) ja neljakihilise (b) klaaskiudarsarrustega tugevdatud betoontala [15].

Kolme seeriate võrdlemisel võib järeldada, et betooni tugevdamine ei mõjuta oluliselt purustavat koormust. Samas ei tähenda veel see, et klaaskiudarsarrustega tugevdamine ei paranda katsekeha mehaanilist käitumist. Graafikust (Joonis 11, a) näeme, et keskmine läbipaine oli lausa 0,23 mm, mis on tavalise betooni läbipaindest peaaegu kolm korda parem.

Võrreldes paindediagrammialast pindalat on näha, et kõige suurem on see tugevdatud betooni puhul (Tabel 5).

Tabel 5. Klaaskiudsarrustega tugevdamata ja tugevdatud betooni paindediagrammi kõvera alused pindalad kNm [15].

Kasutatud materjal	Madalam	Kõrgem	Keskmine
Tugevdamata betoon	92	175	108
Neljakihiiline klaaskiud	88	620	179
Kaheksakihiiline klaaskiud	108	796	377

See on väga oluline omadus, kuna tugevdamata betoon on üsna habras materjal ja seda on suhteliselt lihtne purustada. Klaaskiuga tugevdamine aitab parandada ebasoodsat omadust. Uurimistööst lähtudes võib järeldada, et tugevdatud betooni purustamine vajab rohkem energikulu.

Uuringu [16] eesmärgiks oli erinevate keemiliste lisandite mõju määramine vanematele ja uuematele proovidele. Kasutati kolme erinevat keemilist ühendit: ränidioksiidi aurud, metakaoliin, akrüülvaigud. Esiteks, viidi läbi erinevate (nii vanemate, kui uuematega ning erinevate lisanditega) katsekehade tõmbekatse. Antud katsega näidati, kuidas materjali mehaanilised omadused halvenevad aja jooksul. Katsekehad viidi kindlate tingimustega kambrisse – temperatuuri väärtus 20°C ja niiskus 98%. Tõmbetugevust määrati universaalse katsemasinaga, kus katsekeha oli paigaldatud haaratsite vahele, rakendates katsekehale jõudu 25 kN. Iga ristlõike mikrostruktuuri analüüsi skanneeriva elektronmikroskoobi (SEM) abil.

Saadud piltide järgi selgus, et metakaoliini lisamine tekitas tugevamaid kiud, mis ei purunenud tõmbekatsel. Samas on näha, et nende tugevus ei olnud piisav, et vanema katsekeha haprust vähendada. Lisaks teised kasutatud keemilised lisandid ei mõjutanud üldse klaaskiuga armeeritud tsemendi omadusi. Järeldati, et tuleb uurida teiste keemiliste ühendite mõju klaaskiudsarrustele ning võrrelda neid sellest katsest saadud tulemustega.

Töös [17] läbi viidud uuringu eesmärgiks oli klaaskiudsarrustest tehtud painduva mitmekihilise raketise süsteemi välja töötamine, mis annaks võimalust reguleerida teatud kumerusi ja kasutada struktuurset käitumist anisotroopia mõjul. Lisaks taheti luua uue konstruktiivse ja tehnoloogilise lähenemise suurem mõõtmeliste ja erinevate vormidega kumerate raketiste tootmiseks.

Lähenemine põhines painduvale, mitmekihilise raketisega süsteemil, mis koosnes klaasplassarrustest.

Uuringu käigus valmistati vabas vormis kumerate pindadega prototüüpe erinevate kõverusraadiustega. Saadud katsetulemuste põhjal määrati kihtide ideaalsed konstruktsioonid teatud kumeruse ja muutuse vahemikuga.

Saadud info aitab uute arhitektuursete vormide ja hoonete ehitamisele kaasa. Katsetest selgub, et stabiliseerivate kangaste ja betooni kombinatsioon võimaldavad realiseerida ühe- või kahekõverusega, mitmesuunaliselt koormatud pinnastruktuure.

Töös [18] uuriti betooni struktuuri tugevdamist klaaskiudvarrastega. Selle uuringu eesmärgiks oli sama läbimõõduga aga erinevate kiudarvuga armeeritud katsekehade peamiste omaduste välja selgitamine.

Katsete läbi viimiseks kasutati nelja 8 mm läbimõõduga aga erinevate kiududearvuga (17, 18, 19 ja 20) katsekehasid.

Tulemuste tabelist 6 näeme, et kiududearvu suurenedamisel kasvab ka klaaskiu kaal katsekehades. 18 ja 19 katsekehade klaaskiu maht on ühesugune tänu viimase poorsusele.

Tulemustest võib näha, et katsekeha 19 tugevus on võrreldes katsekehaga 18 erandkorraliselt madalam. Seda võib seletada katsekeha 19 väiksema tihedusega. Kiudude arv, materjali poorsus ja tihedus mängivad olulist rolli mehaaniliste parameetrite varieeruvuses.

Tabel 6. Erineva kiuarvuga klaaskiusarruste peamised omadused [18]

Parameetri nimetus	Kiuarv			
	17	18	19	20
Klaaskiudu sisaldus %	78,3	81,5	82,6	85,6
Klaaskiudu maht Z %	58,5	64,1	64,1	70,0
Klaaskiudsarruse tihedus g/cm ³	1,971	2,076	2,048	2,160
Poorsus Pc %	7,86	5,67	7,86	5,47
Tõmbetugevus Rm MPa	881	922	870	967
Paindetugevus MPa	15,0	15,0	14,6	15,6

Järgmise uuringu [19] läbiviijaid huvitas ioniseeruva kiirguse mõju polüamiidi PA6 mehaanilistele omadustele. Tänapäeval on polümeeride kasutatamine ehitusmaterjalina laialt levinud.

Polüamiid on ehituses kasutatav olulisem polümeer. Materjali iseloomustamiseks sobivad sellised omadussõnad, nagu tugev, elastne ja vastupidav. Mehaanilised omadused säilivad isegi kõrge temperatuuri mõjul, polüamiid võib kannatada lühiajaliselt temperatuuri kuni 200°C. Selleks et polümeeride omadusi muuta kasutatakse radiatsiooni ehk ioniseerivat kiirgust. Antud uuringu eesmärgiks oli kasutades ioniseeriva kiirguse erinevaid doose 30% klaaskiuga tugevdatud polüamiidi PA6 mehaanilisi omadusi jälgimine ning võrdlemine katsekehadega, mis ei olnud ioniseeriva kiirgusega töödeldud.

Katsekehadeks oli võetud PA6, mis oli tugevdatud 30% klaaskiuga, UV-kaitsest vabastatud ja tihedusega 1,36 g/cm³. Katse koosnes kahest osast: esimeses etapis toimus materjali iseloomustamine hõõglambi mõjutamisel (PA6 ja PA6 klaaskiuga). Teises - katsekehade mõjutamine ioniseeruva kiirgusega, annustes 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5 ja 0,6 · 10³ Gy ning ka ilma ioniseerimiseta (PA6 klaaskiuga).

Tulemuseks leiti, et materjali mehaanilised omadused jäävad peaaegu samadeks ioniseeruva kiirguse kasutamisel annuses kuni 0,2·10³ Gy. Alates 0,3·10³ Gy kiirguse kasutamisest tõmbetugevus suureneb, mis näitab, et materjali struktuuris toimusid keemilised muutused (molekulidevaheliste sidemete konformatsioon). Materjal sai jäigaks, kaotas oma plastsuse ja muutus kergesti purunevaks – see on väga oluline polüamiidi omadus.

Kuna antud materjal on laialt kasutatav elektriliste lülitite tegemisel, peeti oluliseks vaadelda ka selles uuringus materjali käitumist hõõglambi all temperatuuril 750, 850 ja 900 °C. Tulemustes võrreldi polüamiidi vastupidavust klaaskiusegus ja ilma. Uuringu tulemused on toodud allolevas tabelis (Tabel 7), kust on kindlalt näha, et klaaskiu kasutamine tõstab polüamiidi tugevust ning radiatsiooni ja temperatuuri maksimaalsed annused ei mõjuta materjali omadusi.

Tabel 7. PA6 ja PA6 segu 30% klaaskiuga omadused erinevate temperatuuride ja ioniseeruva kiirguse toimetel [19]

Radiatsiooni doos (10^3 Gy)	PA 6			PA 6, 30% klaaskiud		
	750 °C	850 °C	960 °C	750 °C	850 °C	960 °C
0	+	-	-	+	-	-
0,1	+	-	-	+	-	-
0,2	+	-	-	+	+	+
0,3	+	-	-	+	+	+
0,4	+	-	-	+	+	+
0,5	-	-	-	+	+	+
0,6	-	-	-	+	+	+

+ peab vastu; - ei pea vastu

PA6 ja 30% klaaskiugu segu kasutamine on mõistlikum materjali omaduste säilitamise mõttes, eriti kui tegemist on mingisuguse elektrilise komponendiga.

Klaaskiudsarrustega tugevdatud betooni omadusi uuriti Eesti Maaülikoolis (EMÜ) esmakordselt aastal 2014. Magistritöös [20] võrreldi klaaskiudsarrusega tugevdatud silluse arvutuslikke tugevusomadusi katseliselt saadud tulemustega. Põhiliseks huviks oli katsekehade paindetõmbetugevuse ja läbipainete määramine. Katsete ja edasiste arvutuste käigus selgus, et klaaskiudsarrusega armeeritud silluse läbipainded on võrreldes terassarrusega armeeritud sillusega 2,5 korda suuremad. Magistritöö autor järeldab, et ei ole klaaskiudsarruse kasutamine mõistlik visuaalselt nähtava läbipaine konstruktsioonides, lisaks võib see kahjustada teiste konstruktsioonide stabiilsust. Töö käigus sai võrreldud ISIS Canada konstrueerimisjuhiste järgi arvutatud klaaskiudsarrustega armeeritud silluse ja katsetes saadud läbipainded, mis omakorda erinesid ainult madalate koormuste puhul.

Aastal 2016 tehtud magistritöös [21] määrati klaaskiudsarruse nakketugevust väljatõmbekatsetega erinevate ankurduspikkuste ja läbimõõtude korral. Katsekeha koosnes kahest betoonplokkist, mis olid omavahel ühendatud kahe sarrusega. Hüdraulilise jõusilidriga koormamisel mõõdeti siirdeandurite abil plokkide vahelise kauguse muutust. Tulemuseks sai autor, et klaaskiudsarruse nakketugevus on ankurduspikkuse ja armatuuri läbimõõduge sõltuvuses – nakketugevus on seda vähem, mida suurem on ankurduspikkus.

2018. aastal oli sellel teemal tehtud kaks magistritööd. Esimese töö autor [22] uuris erinevate läbimõõtude ja kaitsekihtidega klaasplassarrusit ning võrdles tulemusi sarnase nakkepinnaga, kuid eri sarrustega katsekehade puhul. Parimad tulemused ehk suurim

koormus lubatud läbipaindel (0,9 mm) oli saavutatud katsekehades, kus kasutati kõige väiksema kaitsekihti (15 mm) ja tugevdamist nelja sarrusega läbimõõduga 6 mm ja kahe sarrusega läbimõõduga 10 mm.

Teise magistritöö [23] teemaks oli tulekahju mõju uurimine klaasplastsarrustega tugevdatud betoontalade paindetõmbetugevusele. Selleks võrreldi kuumutamata katsekehade katsetulemusi tulekahjujärgsete katsekehade tulemustega. Tulemused näitasid, et kõikide katsekehade puhul tekkisid praod, mis edaspidi viisid katsekehade purunemiseni paindekatsel. Autor järeldab, et tulekahju on talade läbipainete suurendamist oluliselt mõjutav tegur. Samas märkis autor, et paindetõmbetugevus purunemisel oli kuumutama talade antud parameetriga võrdväärne.

1.6. Magistritöö eesmärgid ja ülesanded

Käesoleva magistritöö eesmärgiks on uurida klaasplastsarrusega armeeritud silluste paindetugevust ja läbipainet.

Töö eesmärgi saavutamiseks on püstitatud järgmisi ülesandeid:

- 1) projekteerida ja valmistada katsekehad;
- 2) läbi viia paindekatsed;
- 3) võrrelda terassarrustega saadud tulemusi klaasplastsarrustega armeeritud silluste katsetulemustega;
- 4) leida arvutuslikke läbipainde ja paindetugevuse väärtusi teras- ja klaasplastsarrustega armeeritud katsekehade puhul ning võrrelda neid katseliselt saadud tulemustega;
- 5) analüüsida klaasplastsarrustega armeeritud betoonelemente kasutamise võimalust akende sillustena.

2. KLAASPLASTSARRUSEGA ARMEERITUD SILLUSTE PAINDEKATSED

2.1. Silluste projekteerimine ja arvutamine

Arvutuste teostamiseks kasutati 2007. aasta ISIS Canada konstrueerimisjuhendi [24].

Teise seeria katsekehade (klaasplastsarruse läbimõõt 2010 mm) lahenduskäik on esitatud näidisenä, esimese seeriaga arvutused on toodud lisa 1.

Ristlõike paindekandevõime

Tuginedes konstrueerimisjuhistele ei võeta ristlõike paindekandevõime arvutamisel survearmatuuri A_{s2} arvesse.

- Ristlõike armeerimistegur:

$$\rho_{frp} = \frac{A_{frp}}{bd} = \frac{157}{190 \cdot 164} = 0,00504, \quad (2.1)$$

kus A_{frp} – tõmbearmatuuri ristlõikepindala mm²;

b – ristlõike laius mm;

d – tõmbesarruse kasuskõrgus mm.

- Täisnurkset pingajaotust arvestavad tegurid:

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015f_{ck} = 0,85 - 0,0015 \cdot 35 = 0,798, \quad (2.2)$$

$$\beta_1 = 0,97 - 0,0025f_{ck} = 0,97 - 0,0025 \cdot 35 = 0,883, \quad (2.3)$$

kus f_{ck} – betooni silindriline normsurvetugevus MPa.

- Normaalarmeeritud ristlõikele vastav armeerimistegur:

$$\begin{aligned} \rho_{frpb} &= \alpha_1 \beta_1 \frac{\phi_c f_{ck} \varepsilon_{cu}}{\phi_{frp} f_{frpu} (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{frpu})} = \\ &= 0,798 \cdot 0,883 \cdot \frac{0,65 \cdot 35 \cdot 0,0035}{0,75 \cdot 1000 \cdot (0,0035 + 0,024)} = 0,0027, \end{aligned} \quad (2.4)$$

kus ϕ_c – betooni osavarutegur;

ε_{cu} – betooni surve piirdeformatsioon;

ϕ_{frp} – sarruse osavarutegur;

f_{frpu} – sarruse tõmbetugevus MPa;

ε_{frpu} – sarruse tõmbe piirdeformatsioon.

Järeldus: $\rho_{frp} > \rho_{frpb}$ seega on ristlõige ülearmeeritud.

- Pinge tõmbearmatuuris:

$$f_{frp} = 0,5 E_{frp} \varepsilon_{cu} \left(\sqrt{1 + \frac{4 \alpha_1 \beta_1 \phi_{frp} f_{ck}}{\rho_{frp} \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{cu}}} - 1 \right) = \quad (2.5)$$

$$= 0,5 \cdot 50000 \cdot 0,0035 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4 \cdot 0,798 \cdot 0,883 \cdot 0,65 \cdot 35}{0,00504 \cdot 0,75 \cdot 50000 \cdot 0,0035}} - 1 \right) = 778,4 \text{ MPa},$$

kus E_{frp} – sarruse elastsusmoodul MPa.

- Pingele vastava tõmbearmatuuri deformatsioon:

$$\varepsilon_{frp} = \frac{f_{frp}}{E_{frp}} = \frac{778,4}{50000} = 0,0156. \quad (2.6)$$

- Survetsooni kõrgus:

$$c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{frp}} \cdot d = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,0156} \cdot 164 = 30,1 \text{ mm}. \quad (2.7)$$

- Ristlõike paindekandevõime:

$$M_{rd} = A_{frp} \phi_{frp} f_{frp} \left(d - \frac{\beta c}{2} \right) = \quad (2.8)$$

$$= 157 \cdot 0,75 \cdot 778,4 \cdot \left(164 - \frac{0,883 \cdot 30,1}{2} \right) = 13,9 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 13,8 \text{ kNm},$$

kus β – survetsooni arvutuskõrgust arvestav tegur, mis ülearmeeritud ristlõike korral on $\beta = \beta_1$.

Järeldus: arvutuslik silluse paindekandevõime $M_{rd} = 13,8 \text{ kNm}$.

Ristlõike põikjõukandevõime

- Ristlõike paindekandevõimele vastav lauskoormus:

$$q = \frac{8M_{Rd}}{l_{eff}^2} = \frac{8 \cdot 13,8}{1,7^2} = 38,2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}, \quad (2.9)$$

kus l_{eff} - arvutuslik ava pikkus m.

- Suurim ristlõikes mõjuv põikjõud:

$$V_{Ed} = \frac{Ql_{eff}}{2} = \frac{38,2 \cdot 1,7}{2} = 32,5 \text{ kN}. \quad (2.10)$$

- Põikjõust pragunenud betooni tugevuse vähendustegur:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516, \quad (2.11)$$

kus f_{ck} – betooni normsurvetugevus MPa.

- Survevarraste kaldnurga siinus, lähtudes põikjõust $V_{Ed} = 32,5 \text{ kN}$.

$$\sin \theta = \sqrt{\frac{A_{sw} f_{ywd}}{s b_w v_1 f_{cd}}} = \sqrt{\frac{56,6 \cdot 435}{95 \cdot 190 \cdot 0,516 \cdot 23,3}} = 0,337, \quad (2.12)$$

kus A_{sw} – ühes tasandis paikneva põikarmatuuri ristlõikepindala mm²;

f_{ywd} – põikarmatuuri arvutuslik voolavustugevus MPa;

s – põikarmatuuri samm mm;

b_w – ristlõike minimaalne laius mm;

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus MPa.

- Nurk betoonkaldvarda ja elemendi pikitelje vahel:

$$\theta = \sin^{-1}(\theta) = \sin^{-1} 0,337 = 19,7^\circ, \quad (2.13)$$

$$\cot \theta = \cot(19,7) = 2,5 > 2,5 \rightarrow \cot \theta = 2,5.$$

- Arvutuslik põikjõukandevõime:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta = \quad (2.14)$$

$$= \frac{56,6}{95} \cdot 147,6 \cdot 435 \cdot 2,5 = 95633 \text{ N} = 95,6 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 32,5 \text{ kN},$$

kus $z = 0,9d$.

Järelikult on ristlõike arvutuslikult saadud paindekandevõimele vastav põikjõukandevõime tagatud.

Ristlõike arvutuslik läbipaine

- Redutseeritud ristlõike telgede välja arvutamine ristlõike tõmmatud serva suhtes:

$$y_t = \frac{A_{s,con} y_{con} + A_{s,frp} y_{frp}}{A_{s,con} + A_{s,frp}} = \frac{190^2 \cdot 95 + 157 \cdot 26}{190^2 + 157} = 94,7 \text{ mm}, \quad (2.15)$$

kus $A_{s,con}$ – silluse ristlõikepindala mm^2 ;

$A_{s,frp}$ – armatuuri ristlõikepindala mm^2 ;

y_{con} – silluse telgede kaugus ristlõike tõmmatud servast mm ;

y_{frp} – sarruse telgede kaugus ristlõike tõmmatud servast mm .

- Armatuuri ja betooni elastsusmoodulite suhe:

$$n_{frp} = \frac{E_{frp}}{E_c} = \frac{50000}{34000} = 1,471. \quad (2.16)$$

- Pragunemata ristlõike inertsimoment:

$$I_{con} = \frac{bh^3}{12} = \frac{190 \cdot 190^3}{12} = 108,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4, \quad (2.17)$$

kus h – ristlõike kõrgus mm ;

b – ristlõike laius mm .

- Redutseeritud praota ristlõike telginertsimoment:

$$I_t = I_{con} + a_{con}^2 A_{con} + (n_{frp} - 1) A_{frp} a_{frp}^2 = \quad (2.18)$$

$$= 108,6 \cdot 10^6 + 0,3^2 \cdot 190 \cdot 190 + (1,471 - 1) \cdot 157 \cdot 68,7^2 = 108,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4,$$

$$a_{con} = \left(y_t - \frac{b}{2} \right) = \left(94,7 - \frac{190}{2} \right) = 0,3 \text{ mm}, \quad (2.19)$$

$$a_{frp} = (y_t - y_{frp}) = 68,7 \text{ mm}, \quad (2.20)$$

kus a_{con} – silluse kesktelgede kaugus liitkujundi telgedest mm ;

a_{frp} – sarruse kesktelgede kaugus liitkujundi telgedest mm ;

- Armeerimistegur:

$$\rho = \frac{A_{frp}}{bd} = \frac{157}{190 \cdot 164} = 0,00503. \quad (2.21)$$

- Tegur k :

$$k = \sqrt{(\rho n_{frp})^2 + 2\rho n_{frp} - \rho n_{frp}} = \quad (2.22)$$

$$= \sqrt{(0,00503 \cdot 1,471)^2 + 2 \cdot 0,00503 \cdot 1,471 - 0,00503 \cdot 1,471} = 0,114.$$

- Pragunenud ristlõike inertsimoment:

$$I_{cr} = \frac{bd^3}{3} k^3 + n_{frp} A_{frp} d^2 (1 - k)^2 = \quad (2.23)$$

$$= \frac{190 \cdot 164^3}{3} 0,114^3 + 1,471 \cdot 157 \cdot 164^2 \cdot (1 - 0,114)^2 = 4,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

- Prao tekkimisele vastav paindemoment:

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} I_t}{y_t} = \frac{3,2 \cdot 108,9 \cdot 10^6}{94,7} = 3,680 \cdot 10^6 \text{ Nmm}, \quad (2.24)$$

kus f_{ctm} – betooni tõmbetugevus MPa.

- Efektiivne inertsimoment:

$$I_e = \frac{I_t I_{cr}}{I_{cr} + \left(1 - 0,5 \left(\frac{M_{cr}}{M_{rd}}\right)^2\right) (I_t - I_{cr})} = \quad (2.25)$$

$$= \frac{108,9 \cdot 10^6 \cdot 4,9 \cdot 10^6}{4,9 \cdot 10^6 + \left(1 - 0,5 \left(\frac{3,680 \cdot 10^6}{13,8 \cdot 10^6}\right)^2\right) (108,9 \cdot 10^6 - 4,9 \cdot 10^6)} = 5,1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

- Silluse läbipaine:

$$\Delta_{max} = \frac{Pl^3}{24 E_{cm} I_e} = \frac{32500 \cdot 1700^3}{24 \cdot 34000 \cdot 5,1 \cdot 10^6} = 38,4 \text{ mm}, \quad (2.26)$$

kus P – silluse koormamisel rakendatav punktkoormus N.

Põikjõukandevõime lubatud läbipaindel 6,8 mm

$$Q = \frac{24 \cdot E_{cm} I_e \Delta_{adm}}{L^3} = \frac{24 \cdot 34000 \cdot 5,1 \cdot 10^6 \cdot 6,8}{1700^3} = 5,8 \text{ kN.} \quad (2.27)$$

Järgmisena tehti arvutusi ACI 440.1R-15 juhise [25] kasutamisel, näidisenä on toodud teise seeria arvutuskäik. Esimese seeria arvutused on toodud lisas 2.

Ristlõike paindekandevõime

Tuginedes konstrueerimisjuhiste ei võeta ristlõike paindekandevõime arvutamisel survearmatuuri A_{s2} arvesse.

- Konstruktsiooni materjali omadused:

$$C_E = 0,8,$$

$$f_{fu} = C_E f_u^* = 0,8 \cdot 1000 = 800 \text{ MPa,} \quad (2.28)$$

kus f_u^* – sarruse tõmbetugevus MPa.

Tugevuse vähendamise teguri määramine

- Ristlõike armeerimistegur (2.1) :

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} = \frac{157}{190 \cdot 164} = 0,00504,$$

kus A_f – tõmbearmatuuri ristlõikepindala mm²;

b – ristlõike laius mm;

d – tõmbesarruse kasuskõrgus mm.

- Normaalarmeeritud ristlõikele vastav armeerimistegur:

$$\rho_{fb} = 0,85 \beta_1 \frac{f_c'}{f_{fu}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}} = \quad (2.29)$$

$$= 0,85 \cdot 0,65 \cdot \frac{35}{1000} \frac{50000 \cdot 0,003}{50000 \cdot 0,003 + 1000} = 0,00252,$$

kus ε_{cu} – betooni surve piirdeformatsioon;

f_{fu} – sarruse tõmbetugevus MPa;

E_f – sarruse elastsusmoodul MPa;

β_1 – tegur 0,65 kasutatakse siis kuna betooni normsurvetugevus on üle 28 MPa.

$$\frac{\rho_f}{\rho_{fb}} = \frac{0,00504}{0,00252} = 1,99. \quad (2.30)$$

Järeldus: $\rho_f \geq 1,4\rho_{fb}$, seega ristlõige on survele kontrollitud.

Betooni osavarutegur $\phi = 0,65$.

- Pinge tõmbearmatuuris:

$$f_f = \sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85\beta_1 f_c'}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} - 0,5 E_f \varepsilon_{cu} \leq f_{fu}, \quad (2.31)$$

$$f_f = \sqrt{\frac{(50000 \cdot 0,003)^2}{4} + \frac{0,85 \cdot 0,65 \cdot 35}{0,00504} \cdot (50000 \cdot 0,003)} - 0,5 \cdot (50000 \cdot 0,003) =$$

$$= 687 \leq 800 \text{ MPa.}$$

Nominaalne paindekandevõime M_n ja arvutuslik ϕM_n paindekandevõime

- Survetsooni kõrgus:

$$a = \frac{A_f f_f}{0,85 f_c' b} = \frac{157 \cdot 687}{0,85 \cdot 35 \cdot 190} = 19,1 \text{ mm.} \quad (2.32)$$

- Nominaalne paindekandevõime M_n :

$$M_n = A_f f_f \left(d - \frac{a}{2} \right) = 157 \cdot 687 \left(164 - \frac{19,1}{2} \right) = 16,7 \cdot 10^6 = 16,7 \text{ kNm.} \quad (2.33)$$

- Arvutuslik ϕM_n paindekandevõime:

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 16,7 = 10,9 \text{ kNm.} \quad (2.34)$$

Järeldus: arvutuslik silluse paindekandevõime $\phi M_n = 10,9 \text{ kNm}$.

Ristlõike põikjõukandevõime

- Ristlõike paindekandevõimele vastav lauskoormus (2.9):

$$q = \frac{8\phi M_n}{l_{eff}^2} = \frac{8 \cdot 10,9}{1,7^2} = 30,2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1},$$

kus l_{eff} - arvutuslik ava pikkus m.

- Suurim ristlõikes mõjuv põikjõud (2.10):

$$V_{Ed} = \frac{q_{eff} l}{2} = \frac{30,2 \cdot 1,7}{2} = 25,7 \text{ kN}.$$

- Põikjõust pragunenud betooni tugevuse vähendustegur (2.11):

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516.$$

- Survevarraste kaldnurga siinus, lähtudes põikjõust $V_{Ed} = 25,7 \text{ kN}$ (2.12):

$$\sin \theta = \sqrt{\frac{A_{sw} f_{ywd}}{s b_w v_1 f_{cd}}} = \sqrt{\frac{56,6 \cdot 435}{95 \cdot 190 \cdot 0,516 \cdot 23,3}} = 0,337.$$

- Nurk betoonkaldvarda ja elemendi pikitelje vahel (2.13):

$$\theta = \sin^{-1}(\theta) = \sin^{-1} 0,337 = 19,7^\circ,$$

$$\cot \theta = \cot(19,7) = 2,5 > 2,5 \rightarrow \cot \theta = 2,5.$$

- Arvutuslik põikjõukandevõime (2.14):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta =$$

$$= \frac{56,6}{95} \cdot 149,4 \cdot 435 \cdot 2,5 = 96799 \text{ N} = 96,8 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 25,7 \text{ kN}.$$

Järelikult on ristlõike arvutuslikult saadud paindekandevõimele vastav põikjõukandevõime tagatud.

Ristlõike arvutuslik läbipaine

- Redutseeritud ristlõike telgede välja arvutamine ristlõike tõmmatud serva suhtes (2.15):

$$y_t = \frac{A_{s,con} y_{con} + A_{s,frp} y_{frp}}{A_{s,con} + A_{s,frp}} = \frac{190^2 \cdot 95 + 157 \cdot 26}{190^2 + 157} = 94,7 \text{ mm},$$

- Armatuuri ja betooni elastsusmoodulite suhe (2.16):

$$n_{frp} = \frac{E_{frp}}{E_c} = \frac{50000}{34000} = 1,471.$$

- Praguemata ristlõike inertsimoment (2.17):

$$I_{con} = \frac{bh^3}{12} = \frac{190 \cdot 190^3}{12} = 108,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

- Redutseeritud praota ristlõike telginertsimoment (2.18), (2.19), (2.20):

$$\begin{aligned} I_t &= I_{con} + a_{con}^2 A_{con} + (n_{frp} - 1) A_{frp} a_{frp}^2 = \\ &= 108,6 \cdot 10^6 + 0,3^2 \cdot 190 \cdot 190 + (1,471 - 1) \cdot 113 \cdot 68,7^2 = 108,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4, \end{aligned}$$

$$a_{con} = \left(y_t - \frac{b}{2} \right) = \left(94,7 - \frac{190}{2} \right) = 0,3 \text{ mm},$$

$$a_{frp} = (y_t - y_{frp}) = 68,7 \text{ mm}.$$

- Armeerimistegur (2.21):

$$\rho = \frac{A_{frp}}{bd} = \frac{157}{190 \cdot 164} = 0,00503.$$

- Tegur k (2.22):

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{(\rho n_{frp})^2 + 2\rho n_{frp} - \rho n_{frp}} = \\ &= \sqrt{(0,00503 \cdot 1,471)^2 + 2 \cdot 0,00503 \cdot 1,471 - 0,00503 \cdot 1,471} = 0,114. \end{aligned}$$

- Praguenuud ristlõike inertsimoment (2.23):

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{bd^3}{3} k^3 + n_{frp} A_{frp} d^2 (1 - k)^2 = \\ &= \frac{190 \cdot 164^3}{3} 0,114^3 + 1,471 \cdot 157 \cdot 164^2 \cdot (1 - 0,114)^2 = 4,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4. \end{aligned}$$

- Prao tekkimisele vastav paindemoment (2.24):

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} I_t}{y_t} = \frac{3,2 \cdot 108,9 \cdot 10^6}{94,7} = 3,680 \cdot 10^6 \text{ Nmm}.$$

- Efektiivne inertsimoment (2.25):

$$I_e = \frac{I_t I_{cr}}{I_{cr} + \left(1 - 0,5 \left(\frac{M_{cr}}{M_{rd}}\right)^2\right) (I_t - I_{cr})} =$$

$$= \frac{108,9 \cdot 10^6 \cdot 4,9 \cdot 10^6}{4,9 \cdot 10^6 + \left(1 - 0,5 \left(\frac{3,680 \cdot 10^6}{10,9 \cdot 10^6}\right)^2\right) (108,9 \cdot 10^6 - 4,9 \cdot 10^6)} = 5,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

- Silluse läbipaine (2.26):

$$\Delta_{max} = \frac{Pl^3}{24E_{cm}I_e} = \frac{25700 \cdot 1700^3}{24 \cdot 34000 \cdot 5,2 \cdot 10^6} = 29,8 \text{ mm}$$

kus P – silluse koormamisel rakendatav punktkoormus N.

Põikjõukandevõime lubatud läbipaindel 6,8 mm (2.27):

$$Q = \frac{24 \cdot E_{cm} \cdot I_e \cdot \Delta_{adm}}{L^3} = \frac{24 \cdot 34000 \cdot 5,2 \cdot 10^6 \cdot 6,8}{1700^3} = 5,9 \text{ kN}.$$

Kolmanda seeria arvutused olid tehtud tuginedes Ehituskonstruktori käsiraamatule [26].

Ristlõike paindekandevõime

- Survetsooni kõrgus:

$$x = \frac{f_{yd} A_{s1} - f_{ycd} A_{s2}}{0,8 f_{cd} b} = \frac{435 \cdot 157 - 435 \cdot 57}{0,8 \cdot 23,3 \cdot 190} = 12,3 \text{ mm}, \quad (2.36)$$

kus f_{yd} – arvutuslik sarruse tõmbetugevus MPa.

Määrame armatuurile B500B vastavad abisuurused $\xi_c = 0,617$ ja $\xi_{c2} = 2,639$.

$$\text{Kuna } x_{c2} = \xi_{c2} d_2 = 2,639 \cdot 24 = 63,3 \text{ mm} > x = 12,3 \text{ mm} < x_c = \xi_c d_1 =$$

$$= 0,617 \cdot 164 = 101,2 \text{ mm}. \quad (2.37)$$

Siis leitud x on lõplik ja survetsooni arvutuskõrgus:

$$y = 0,8x = 0,8 \cdot 12,3 = 9,8 \text{ mm}. \quad (2.38)$$

Paindekandevõime:

$$\begin{aligned}
 M_{rd} &= f_{cd} b y (d_1 - 0,5y) + f_{ycd} A_{s2} (d_1 - d_2) = \\
 &= 23,3 \cdot 190 \cdot 9,8 \cdot (164 - 0,5 \cdot 9,8) + 435 \cdot (57) \cdot (164 - 24) = 10,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = \\
 &= 10,4 \text{ kNm}.
 \end{aligned}
 \tag{2.39}$$

- Survearmatuuri pindala leidmine:

Armatuuril tegur $\mu_c = 0,372$ ja $\omega_c = 0,493$.

$$\begin{aligned}
 A_{s2} &= \frac{M_{Ed} - \mu_c f_{cd} b d_1^2}{f_{ycd} (d_1 - d_2)} = \\
 &= \frac{10,4 \cdot 10^6 - 0,372 \cdot 23,3 \cdot 190 \cdot 164^2}{435 (164 - 24)} = -557 \text{ mm}^2.
 \end{aligned}
 \tag{2.40}$$

Seega, survearmatuur pole vajalik.

- Suhtelise momenti μ leidmine:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d_1^2} = \frac{10,4 \cdot 10^6}{23,3 \cdot 190 \cdot 164^2} = 0,087.
 \tag{2.41}$$

- Survetsooni suhteline arvutuskõrgus:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,087} = 0,0912.
 \tag{2.42}$$

- Tõmbearmatuuri pindala leidmine:

$$A_{s1} = \frac{\omega f_{cd} b d_1}{f_{yd}} = \frac{0,0912 \cdot 23,3 \cdot 190 \cdot 164}{435} = 152,1 \text{ mm}^2.
 \tag{2.43}$$

Valime 2Ø10, $A_{s1} = 157 \text{ mm}^2$.

Ristlõike põikjõukandevõime

- Ristlõike paindekandevõimele vastav lauskoormus (2.9):

$$q = \frac{8M_{Rd}}{l_{eff}^2} = \frac{8 \cdot 10,4}{1,7^2} = 28,8 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}.$$

- Suurim ristlõikes mõjuv põikjõud (2.10):

$$V_{Ed} = \frac{q l_{eff}}{2} = \frac{28,8 \cdot 1,7}{2} = 24,5 \text{ kN}.$$

- Põikjõust pragunenud betooni tugevuse vähendustegur (2.11):

$$v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516.$$

- Survevarraste kaldnurga siinus, lähtudes põikjõust $V_{Ed} = 24,5$ kN (2.12):

$$\sin \theta = \sqrt{\frac{A_{sw} f_{ywd}}{s b_w v_1 f_{cd}}} = \sqrt{\frac{56,6 \cdot 435}{95 \cdot 190 \cdot 0,516 \cdot 23,3}} = 0,337.$$

- Nurk betoonkaldvarda ja elemendi pikitelje vahel (2.13):

$$\theta = \sin^{-1}(\theta) = \sin^{-1} 0,337 = 19,7^\circ,$$

$$\cot \theta = \cot(19,7^\circ) = 2,8 > 2,5 \rightarrow \cot \theta = 2,5.$$

- Arvutuslik põikjõukandevõime (2.14):

$$\begin{aligned} V_{rd} = V_{Rd,s} &= \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} z \cot \theta = \\ &= \frac{56,6}{95} \cdot 435 \cdot 147,6 \cdot 2,5 = 95633 \text{ N} = 95,6 \text{ kN} \leq V_{Ed} = 24,5 \text{ kN}. \end{aligned}$$

Järelikult on ristlõike arvutuslikult saadud paindekandevõimele vastav põikjõukandevõime tagatud.

Läbipainde arvutamine

- Betooni tegelik elastsusmoodul:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{34000}{1 + 2,1} = 10,97 \cdot 10^3 \text{ MPa}, \quad (2.44)$$

kus E_{cm} – betooni elastsusmoodul MPa;

$\varphi(\infty, t_0)$ – betooni lõplik roometegur (28 päeva vanune betoon).

- Elastsusmoodulite suhe:

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000}{10,97 \cdot 10^3} = 18,23, \quad (2.45)$$

kus E_s – terassaruse elastsusmoodul MPa.

Redutseeritud ristlõike karakteristikud:

- Ristlõikepindala:

$$A_{red} = bh + \alpha_s A_{s1} = 190 \cdot 190 + 18,23 \cdot 157 = 38,9 \cdot 10^3 \text{ mm}^2. \quad (2.46)$$

- Ristlõike raskuskeskme kaugus tõmmatud servast:

$$\begin{aligned} y_{0,red} &= \frac{0,5bh^2 + \alpha_s A_{s1}(h - d_1)}{A_{red}} = \\ &= \frac{0,5 \cdot 190 \cdot 190^2 + 18,23 \cdot 157 \cdot (190 - 164)}{38,9 \cdot 10^3} = 90,1 \text{ mm}. \end{aligned} \quad (2.47)$$

- Survetsooni kõrgus:

$$x_1 = h - y_{0,red} = 190 - 90,1 = 99,9 \text{ mm}. \quad (2.48)$$

- Ristlõike inertsimoment:

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{bh^3}{12} + bh(x_I - 0,5h)^2 + \alpha_s A_{s1}(d_1 - x_I)^2 = \\ &= \frac{190 \cdot 190^3}{12} + 190 \cdot 190(99,9 - 0,5 \cdot 190)^2 + 18,23 \cdot 157(164 - 99,9)^2 = \\ &= 1,212 \cdot 10^8 \text{ mm}^4. \end{aligned} \quad (2.49)$$

- Ristlõike tugevusmoment tõmbetsooni jaoks:

$$W_{t,red} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{1,212 \cdot 10^8}{90,1} = 1,346 \cdot 10^6 \text{ mm}^3. \quad (2.50)$$

- Paindemoment normaalprao tekkimisel:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_{t,red} = 3,2 \cdot 1,346 \cdot 10^6 = 4,307 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 4,307 \text{ kNm}, \quad (2.51)$$

kus f_{ctm} – betooni keskmine tõmbetugevus MPa.

Täispragunenud ristlõike karakteristikud:

- Survetsooni kõrgus:

$$x_{II} = -\frac{\alpha_s A_{s1}}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_s A_{s1}}{b}\right)^2 + \frac{2\alpha_s A_{s1} d_1}{b}} = \quad (2.52)$$

$$= -\frac{18,23 \cdot 157}{190} + \sqrt{\left(\frac{18,23 \cdot 157}{190}\right)^2 + \frac{2 \cdot 18,23 \cdot 157 \cdot 164}{190}} = 56,8 \text{ mm.}$$

- Ristlõike inertsimoment:

$$I_{II} = \frac{bx_{II}^3}{3} + \alpha_s A_{s1} (d_1 - x_{II})^2 = \quad (2.53)$$

$$= \frac{190 \cdot 56,8^3}{3} + 18,23 \cdot 157 (164 - 56,8)^2 = 3,290 \cdot 10^7 \text{ mm}^4.$$

Elemendi kõverus toelõikes

$$M_{Ek}(0) = 0 < M_{cr} = 4,3 \text{ kNm.}$$

Seega kõverus toelõikes: $\frac{1}{r_0} = 0$.

Elemendi kõverus lõikes $z = \frac{l_{eff}}{6} = \frac{1,7}{6} = 0,283 \text{ m}$.

- Ristlõikes mõjuv paindemoment:

$$M_{Ek}\left(\frac{l_{eff}}{6}\right) = \frac{4M_{rdz}}{l} = \frac{4 \cdot 10,4 \cdot 0,283}{1,7} = 6,9 \text{ kNm} > M_{cr} = 4,3 \text{ kNm.} \quad (2.54)$$

Järelikult on ristlõige pragunenud.

- Jaotustegur:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek}}\right)^2 = 1 - 1,0 \left(\frac{4,3}{6,9}\right)^2 = 0,612, \quad (2.55)$$

kus β – koormuse korduvust ja kestust arvestav tegur, mis on ühekordsel lühiajalisel koormamisel $\beta=1,0$.

- Inertsimoment pärast prao tekkimist:

$$I_{cr} = \zeta I_{II} + (1 - \zeta) I_{red} = \quad (2.56)$$

$$= 0,612 \cdot 3,290 \cdot 10^7 + (1 - 0,612) \cdot 1,212 \cdot 10^8 = 6,716 \cdot 10^7 \text{ mm}^4.$$

$$\begin{aligned} \text{Kõverus lõikes } z &= \frac{l_{eff}}{6} \\ \frac{1}{r_1} &= \frac{M_{Ek}}{E_{c,eff} I_{cr}} = \frac{6,9 \cdot 10^6}{10,97 \cdot 10^3 \cdot 6,716 \cdot 10^7} = 9,366 \cdot 10^{-6} \frac{1}{mm}. \end{aligned} \quad (2.57)$$

$$\text{Elemendi kõverus lõikes } z = \frac{l_{eff}}{3} = \frac{1,7}{3} = 0,567 \text{ m.}$$

- Ristlõikes mõjuv paindemoment:

$$\begin{aligned} M_{Ek} \left(\frac{l_{eff}}{6} \right) &= \frac{4M_{rd}z}{l} - \frac{4M_{rd} \left(z - \frac{l}{4} \right)}{l} = \\ &= \frac{4 \cdot 10,4 \cdot 0,567}{1,7} - \frac{4 \cdot 10,4 \cdot \left(0,567 - \frac{1,7}{4} \right)}{1,7} = 10,4 \text{ kNm} > M_{cr} = 2,4 \text{ kNm}. \end{aligned} \quad (2.58)$$

Järelikult on ristlõige pragunenud.

- Jaotustegur (2.55):

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek}} \right)^2 = 1 - 1,0 \left(\frac{2,4}{10,4} \right)^2 = 0,945.$$

- Inertsimoment pärast prao tekkimist (2.56):

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \zeta I_{II} + (1 - \zeta) I_{red} = \\ &= 0,945 \cdot 3,290 \cdot 10^7 + (1 - 0,945) \cdot 1,212 \cdot 10^8 = 2,789 \cdot 10^7 \text{ mm}^4. \end{aligned}$$

- Kõverus lõikes $z = \frac{l_{eff}}{2}$:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M_{Ek}}{E_{c,eff} I_{cr}} = \frac{10,4 \cdot 10^6}{10,97 \cdot 10^3 \cdot 2,789 \cdot 10^7} = 3,399 \cdot 10^{-5} \frac{1}{mm}. \quad (2.59)$$

$$\text{Elemendi kõverus silde keskel } z = \frac{l_{eff}}{2} = 0,85 \text{ m.}$$

- Ristlõikes mõjuv paindemoment:

$$M_{Ek} \left(\frac{l_{eff}}{6} \right) = M_{Rd} = 10,4 \text{ kNm} > M_{cr} = 4,3 \text{ kNm}. \quad (2.60)$$

Järelikult on ristlõige pragunenud.

- Jaotustegur (2.55):

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek}} \right)^2 = 1 - 1,0 \left(\frac{4,3}{10,4} \right)^2 = 0,829.$$

- Inertsimoment pärast prao tekkimist (2.56):

$$I_{cr} = \zeta I_2 + (1 - \zeta) I_{red} =$$

$$= 0,829 \cdot 3,290 \cdot 10^7 + (1 - 0,829) \cdot 1,212 \cdot 10^8 = 4,799 \cdot 10^7 \text{ mm}^4.$$

- Kõverus lõikes $z = \frac{l_{eff}}{2}$

$$\frac{1}{r_m} = \frac{M_{Ek}}{E_{c,eff} I_{cr}} = \frac{10,4 \cdot 10^6}{10,97 \cdot 10^3 \cdot 4,799 \cdot 10^7} = 1,976 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{mm}}. \quad (2.61)$$

- Silluse läbipaine koormusest:

$$f_m = \frac{l_{eff}^2}{216} \left(\frac{1}{r_0} + \frac{6}{r_1} + \frac{12}{r_2} + \frac{8}{r_m} \right) = \quad (2.62)$$

$$= \frac{1700^2}{216} \cdot (0 + 6 \cdot 9,366 \cdot 10^{-6} + 12 \cdot 3,399 \cdot 10^{-5} + 8 \cdot 1,976 \cdot 10^{-5}) = 8,3 \text{ mm}.$$

- Lubatud läbipaine :

$$f_{k,adm} = \frac{l_{eff}}{250} = \frac{1700}{250} = 6,8 \text{ mm}. \quad (2.63)$$

Põikjõukandevõime lubatud läbipaindel 6,8 mm

$$F = \frac{24 E_{c,eff} I_e \Delta_{adm}}{a(3l^2 - 4a^2)} = \quad (2.64)$$

$$= \frac{24 \cdot 10,97 \cdot 10^3 \cdot 1,086 \cdot 10^8 \cdot 6,8}{425(3 \cdot 1700^2 - 4 \cdot 425^2)} = 57,6 \text{ kN}.$$

$$V_{Ed} = \frac{F}{2} = \frac{57,6}{2} = 28,8 \text{ kN}. \quad (2.65)$$

2.2. Katsetetoodika

Klaasplastsarrusega armeeritud silluste katsetamine põhines standardile EVS-EN 846-9:2016 „*Methods of test for ancillary components for masonry – Part 9: Determination of flexural resistance and shear resistance of lintels*“ [27]. Antud standard kirjeldab meetodi, mille abil saab määrata silluste paindekandevõimet.

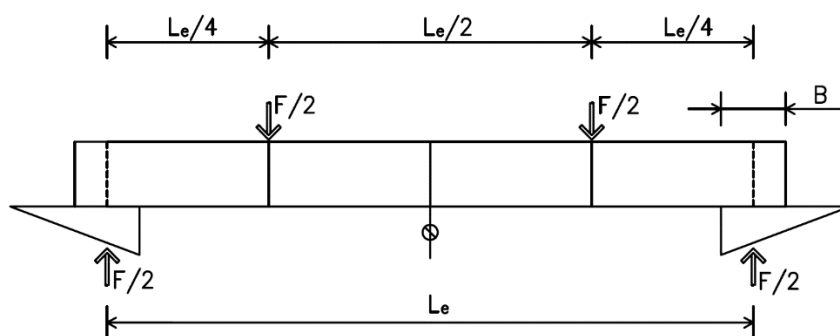
Standardi järgi peab katsetes kasutatavad seadmed vastama järgmistele nõuetele:

- koormamissüsteemi tugevus;
- koormamissüsteemi täpsus vähemalt $\pm 2\%$;
- läbipainde mõõtmisseadme täpsus vähemalt $\pm 2\%$.

Paindekandevõime määramiseks tuleb katseid läbi viia vähemalt kolme katsekehaga. Vastavalt standardile rakendada koormust pidevalt või vähemalt kuueastmeliselt. Koormamiskiiruse valik lähtub sellest, et silluse purunemine toimuks vahemikus 15-30 minutit pärast koormuse rakendamise algust.

Paindekandevõime määramisel sillusele rakendatav jõud peab olema kas ühtlaselt jaotatud või punktkoormus. Punktkoormuse ühtlase jagunemise eesmärgil tuleb koormamispunktidesse paigaldada metallplaate pikkusega 50-200 mm.

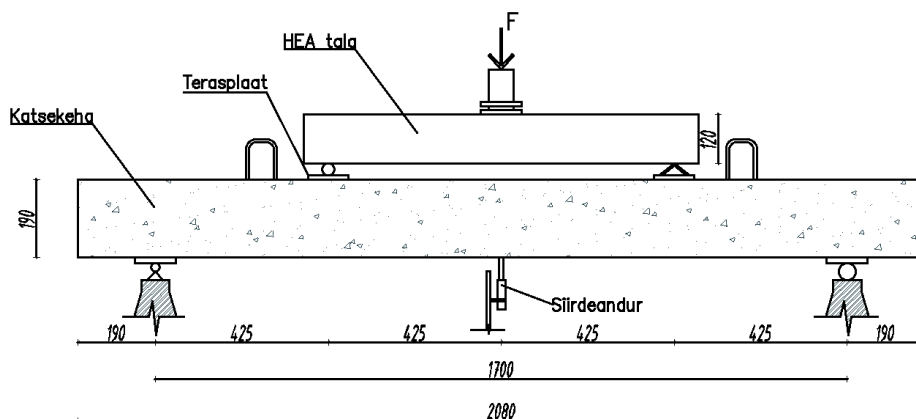
Antud standardist võetud silluse nelja punkti paindekatse skeem on toodud joonisel 12.



Joonis 12. Silluse nelja punkti paindekatse skeem, kus Le – arvutuslik sille, F – rakendatav koormus, B – silde toetuspikkus [27].

Vastavalt standardile tuleb esialgu sillust mõõta ning seejärel asetada katseseadmesse. Järgneb silluse koormamine ja selle tagajärjel tekkiva läbipainde pidev fikseerimine ning koormuse suurendamine katsekeha purunemiseni.

Antud magistritöös kasutati katsekehade hüdraulilist koormamissüsteemi FormTEST võimsusega 400 kN. Katse läbiviimine on täielikult programmeeritav ja arvutist juhitud. Katsetulemuste salvestamiseks kasutati Tiabdigital controller salvestusseadet. Katsekeha läbipaindet silla keskel mõõdeti siirdeanduriga LWH-0250 täpsusega 0,01 mm.



Joonis 13. Katseskeem silluste katsetamiseks.

2.2.1. Katsekehad

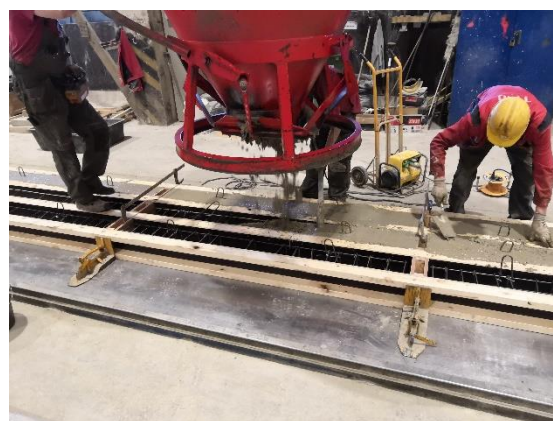
Katsekehad jaotati kolmeks seeriaks, igas seerias oli omakorda kolm ühesugust katsekeha mõõtmetega $190 \times 190 \times 2080$ mm, mis on standardsed ehituskonstruktsioonides kasutatavad silluste mõõtmed. Seeria 1 katsekehade armeerimiseks kasutati klaasplastsarrust, kaks survearmatuuri Armastek AKC 6 ja neli tõmbearmatuuri Armastek AKC6. Seeria 2 katsekehad oli samamoodi armeeritud klaasplastsarrustega, kus kasutati samasugust survearmatuuri, kuid tõmbearmatuurina kasutati kaks Armastek armatuuri AKC10. Seeria 3 katsekehade tugevdamiseks kasutati terasarmatuuri – kaks survearmatuuri B500B läbimõõduga 6 mm ning kaks tõmbearmatuuri B500B läbimõõduga 10 mm. Katsekehade kirjeldus ja valmistamise kuupäevad on toodud tabelis 8.

Tabel 8. Katsekehade kirjeldus ja betooni valamise andmed

Märgistus	Kogus	Valamise kuupäev	Vette panemise kuupäev	Sarrus	Kaitsekiht mm
Seeria 1	3	22.03.2019	24.04.2019	4Ø6	15
Seeria 2	3	22.03.2019	24.04.2019	2Ø10	15
Seeria 3	3	22.03.2019	24.04.2019	2Ø10	15

Esialgse plaani järgi taheti kasutada ka klaasplastsarrustest valmistatud range, kuid selle tootmisliiniga tekkisid probleemid ning otsustati kasutusele võtta B500B terasest valmistatud range läbimõõduga 6 mm.

22.03.2019. a. OÜ TMB Elemendis valati betoon (Joonis 15) tootmijooniste järgi valmistatud raketisse, kuhu olid juba eelnevalt sarrused paigaldatud (Joonis 14).



Joonis 14. Betooni valamiseks valmis raketised. **Joonis 15.** Betooni valamine.

Katsekehade valmistamiseks kasutati betooni tugevusklassiga C35/45 (Tabel 9).

Tabel 9. C34/45 betooni andmed

Valu kuupäev	Betoonisegu kood	Betoonisegu temp.°C	Betooni klass	Tihedus kg/m ³	28p MPa
22.03.2019	1454	18,5	C35/45	2380	59,6*

* määrati OÜ TMB Elemendi kuupide normsurvetugevus katsetega.

Katsekehad transporditi pärast valmimist AS TMB Element tootmistsehhist Eesti Maaülikooli veemajanduse laborisse, kus oli katsekehade hoidmiseks vees üles ehitatud

bassein. Veemajanduse laboris oli sobiv koht olemas, oli vaja põhja tasanadada, kahekihilise koormakattega ja ehituskilega (Joonised 16 ja 17).



Joonis 16. Basseiniks mõeldud koht.



Joonis 17. Valmis bassein.

24.04.2019. a. pandi üheksa märgistatud katsekeha basseini ning täideti veega (Joonis 18). Ruumi temperatuur oli 20 °C. Iga 2-3 päeva tagant kontrolliti vee taset ja vajadusel lisati vett juurde.



Joonis 18. Katsekehad veega täidetud basseinis. **Joonis 19.** Katseteks valmis katsekehad.



Katsekehad olid vees 28 päeva. Pärast veest välja võtmist viidi neid EMÜ Maaehituse laborisse üle (Joonis 19), kus neid kuivatati ühe ööpäeva jooksul.

2.2.2. Katse käik

Enne silluste katsetamist mõõdeti mõõdulindi ja nihkkaliibriga kolmest kohast ristlõike mõõtmed ja pikkus. Mõõtmistulemused on toodud tabelis 10.

Tabel 10. Katsekehade mõõtmised

Katsekeha nr.	Mõõtmised mm			Keskmised mõõtmised mm		
	Kõrgus	Laius	Pikkus	Kõrgus	Laius	Pikkus
1-1	193,4	191,8	2079,0	194,6±1,6	192,4±1,2	2081,3±2,9
	195,6	193,4	2083,0			
	194,8	192,0	2082,0			
1-2	190,6	195,2	2082,0	191,4±1,1	195,0±1,6	2080,3±2,9
	192,2	196	2078,0			
	191,5	193,8	2081,0			
1-3	191,8	191,3	2078,0	192,4±1,0	191,5±1,2	2079,0±1,4
	193,2	192,5	2080,0			
	192,1	190,8	2079,0			
2-1	193,6	190,4	2080,0	192,9±0,9	191,3±1,2	2080,0±4,2
	192,9	192,0	2083,0			
	192,3	191,6	2077,0			
2-2	193,2	193,9	2079,0	193,4±1,2	194,3±1,2	2080,7±2,2
	192,7	195,3	2082,0			
	194,3	193,7	2081,0			
2-3	191,4	191,7	2079,0	192,2±1,3	191,8±0,9	2081,0±2,8
	193,2	192,5	2083,0			
	192,1	191,3	2081,0			
3-1	193,3	191,5	2078,0	192,1±1,8	192,0±1,4	2079,3±2,2
	192,2	193,2	2081,0			
	190,7	191,4	2079,0			
3-2	194,2	192,1	2078,0	193,4±1,3	192,2±1,3	2080,0±2,8
	193,6	193,2	2080,0			
	192,4	191,4	2082,0			
3-3	192,7	191,2	2079,0	192,1±1,0	192,1±1,2	2078,7±0,8
	191,3	192,9	2078,0			
	192,2	192,3	2079,0			

Katsekeha paigaldati seadmesse nii, et koormust rakendatav hüdrauline silinder oleks koormust jaotava terastala HEA120 keskel. Siirdeandurid paigaldati samuti tala keskele (35 mm mõlematest äärtest). Tugede vahekauguseks valiti 1700 mm ning vastavalt EVS-EN

846:9:2016 standardis toodud koormamisskeemile (Joonis 12) asetati ülemised koormamispunktid katsekeha keskristlõikest mõlemale poole 425 mm. Joonisel 20 on esitatud katsetamiseks valmis esimese seeria katsekeha.



Joonis 20. Koormamiseks valmis klaasplastsarrustega tugevdatud katsekeha.

Vastavalt standardile peab katse kestus olema 15-30 min, seega antud juhul kasutati 4 tsüklit iga tsükli kestusega 7,5 min. Esialgu rakendati koormust suuruses 1 kN ning seejärel kontroliti hüdraulise tsilindri asukohta. Katsekehasid koormati ühtlase kiirusega, läbipainet mõõdeti siirdeandurite abil. Klaasplastsarrustega armeeritud katsekehade puhul suurendati koormust tala purunemiseni. Kaks erinevatest seeriast purunenud katsekeha on näitena toodud joonisel 21. Terrassarrustega armeeritud katsekehi koormati jäävdeformatsiooni tekkeni kuni 70 kN (Joonis 22).

a



b



Joonis 21. Klaasplastsarrusega armeeritud katsekehade purunemispildid: seeria 1 (a) ja seeria 2 (b).

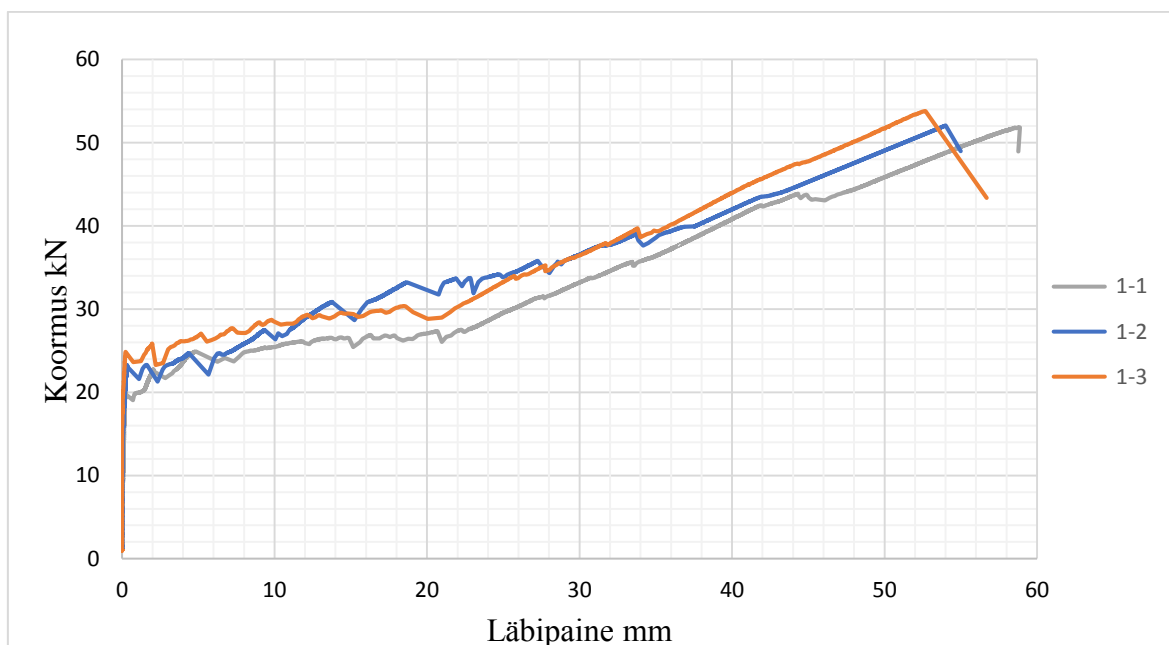


Joonis 22. Terassarrusega armeeritud katsekeha deformatsioonid.

Peale katsete lõpetamist aitas OÜ TMB Element utiliseerida purunenud või deformeerunud katsekehad.

3. KATSETULEMUSED JA ARUTELU

Antud peatükis on esitatud katsetulemused, neid illustreerivad graafikud ning analüüs. Kõikide seeriade katsekehade purunemine toimus tugede juures, mis näitab põikjõukandevõime ületamist. Esimese seeria katsekehade läbipained on esitatud joonisel 23, kust me näeme, et katsekehade purunemine toimus koormusvahemikus 51,8 – 53,8 kN, põikjõududel 25,9 – 26,9 kN. Katsekehade läbipained enne lõplikku purunemist olid vahemikus 52,6 – 58,5 mm. Esimesed praod, mille pilt on toodud joonisel 24, tekkisid betoonis koormusel 20,0 – 24,7 kN. Koormusel 20 kN oli maksimaalne paindetõmbetugevus võrdne 4,25 kNm ning enne selle väärtuse saavutamist olid katsekehade läbipained peaaegu samaväärsed, millele järgnes kiire tõus.

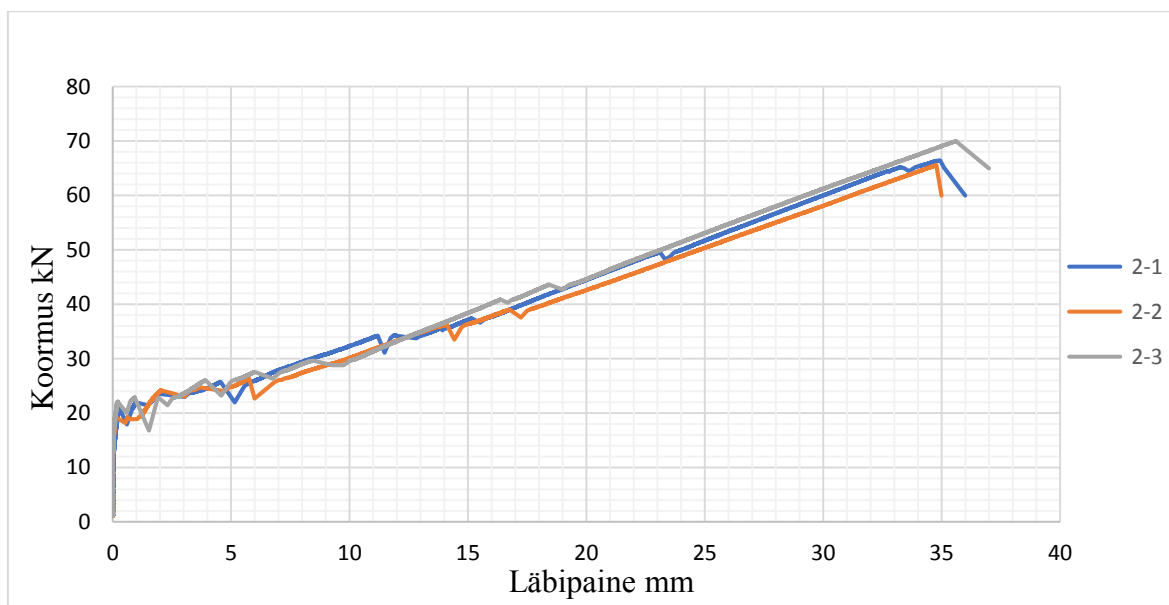


Joonis 23. Esimese seeria katsekehade läbipained sõltuvalt koormusest.



Joonis 24. Koormamisel katsekehas tekkinud esimesed praod.

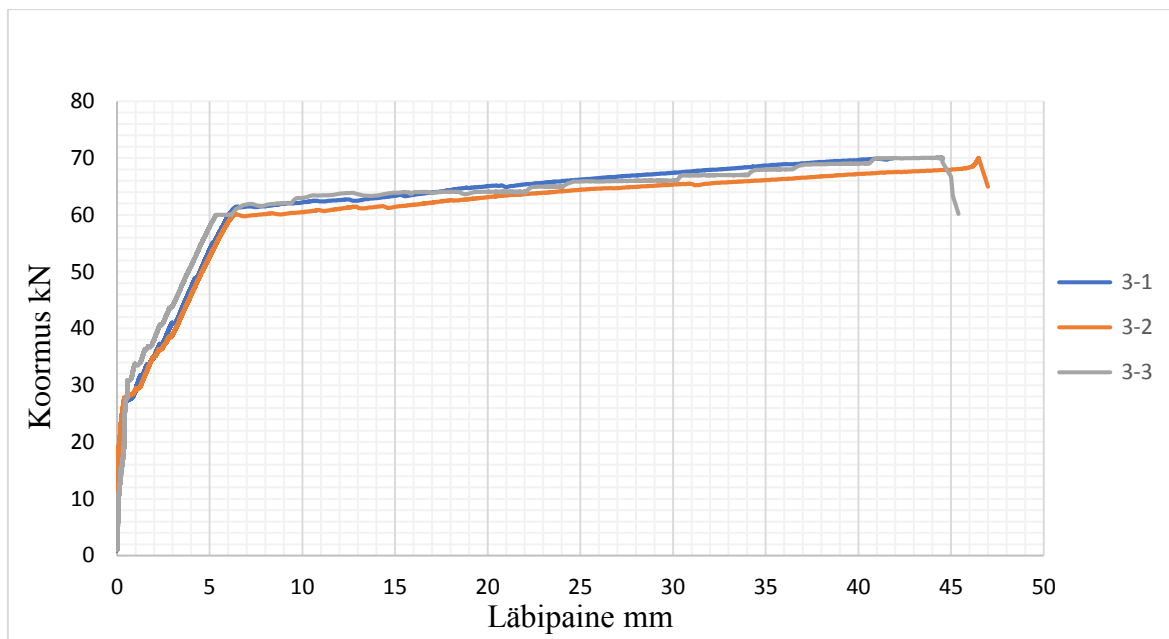
Teise seeria katsekehad olid armeeritud suurema läbimõõduga klaasplastsarrustega ning nagu jooniselt 25 on näha, toimus lõplik purunemine koormusel 65,4 – 70,0 kN, millele vastab põikjõud ristlõikes väärtusega 32,7 – 35,0 kN. Sellest võib järeldada, et suurema läbimõõduga sarruse puhul võib kehale rakendada suuremat koormust. Katsekehade läbipainded enne täielikku purunemist jäid 34,7 – 35,6 mm vahele. Esimesed praod tekkisid koormusel 19 – 22 kN. Paindetõmbetugevus esimeste praduge tekkimise hetkel oli 4,0 kNm.



Joonis 25. Teise seeria katsekehade läbipainded sõltuvalt koormusest.

Kolmanda seeria katsekehad olid sarrustatud terassarrusega läbimõõduga 10 mm. Katsekehadele rakendati koormust kuni 70 kN ning seejärel lõpetati koormamist, kuna selle juures tekkisid suured jäävdeformatsioonid, seega täielikku purunemist ei toimunud.

Esimesed praod tekkisid koormusel 27,4 – 30,8 kN ning see tähendab, et terassarrusega tugevdatud katsekehas võrreldes klaasplastsarrustega tekkivad praod suurema koormuse all. Alates 60 kN hakkas terassarrus voolama ja lubatud läbipainde juures oli koormus 64 kN.



Joonis 26. Kolmanda seeria katsekehade läbipainded sõltuvalt koormusest.

Tabelis 11 on esitatud arvutuslikud ja katseliselt saadud põikjõud ja paindekandevõime. Arvutuslikult saadud tulemuse järgi pidi esimese seeria katsekeha lõplik purunemine toimuma põikjõu 21,9 kN juures, kuid tegelikult toimus see mõnevõrra suurema koormuse juures rakendamisel ning arvutuslikud ja katseliselt saadud väärtused erinevad 15% võrra. Teise seeria puhul samamoodi olid katseliselt saadud põikjõud ja paindekandevõime täieliku purunemise juures arvutuslikult saadud väärtustest kõrgem ja erinesid 22% võrra.

Tabel 11. Juhendi ACI 440.1R-15 järgi arvutatud ja katseliselt saadud põikjõudude ja paindekandevõime väärtused lõpliku purunemise juures

Katsekeha	Arvutuslik põikjõud	Tegelik põikjõud	Arvutuslik paindekandevõime	Tegelik paindekandevõime	Suhe
	kN		kNm		
Seeria I	21,9	25,9	9,3	11	0,85
Seeria II	25,7	32,7	10,9	13,9	0,78

Tabelis 12 on toodud teise juhendi järgi arvutatud väärtused, kus osavaruteguri erinevuse tõttu erinesid ka saadud tulemused. ISIS Canada arvutuste põhjal tuli välja, et esimese seeria puhul oli arvutuslik põikjõud katseliselt 11% võrra kõrgem. Teise seeria puhul olid tulemused peamiselt samaväärsed ning katseliselt saadud põikjõud oli ainult 1% võrra kõrgem.

Tabel 12. 2007. aasta juhendi ISIS Canada järgi arvutatud ja katseliselt saadud põikjõudude ja paindekandevõime väärtused lõpliku purunemise juures

Katsekeha	Arvutuslik põikjõud	Tegelik põikjõud	Arvutuslik paindekandevõime	Tegelik paindekandevõime	Suhe
	kN		kNm		
Seeria I	28,9	25,9	12,3	11	1,12
Seeria II	32,5	32,7	13,8	13,9	0,99

Tabel 13 näitab, et terassarrustega armeeritud katsekehadega katseliselt saadud põikjõud ületab arvutuslikku 20% võrra.

Tabel 13. Ehituskonstruktori käsimaaratu kasutamisel arvutatud ja katseliselt saadud põikjõudude ja paindekandevõime väärtused terase puhul koormusel 61,5 kN

Katsekeha	Arvutuslik põikjõud	Tegelik põikjõud	Arvutuslik paindekandevõime	Tegelik paindekandevõime	Suhe
	kN		kNm		
Seeria III	24,5	30,8	10,4	13,1	0,80

Tabelites 14-16 on toodud erinevate seeriatega nii arvutuslikult kui ka katseliselt saadud tulemused lubatud läbipainde juures ($\Delta_{adm} = 6,8 \text{ mm}$). Mõlema juhendi järgi saadud klaasplassarruste seeriade arvutuslikud põikjõu ja paindevõime väärtused olid sarnased, tegelik põikjõu ületas arvutuslikku. Samuti terassarrustega tehtud arvutused näitasid, et tegelik põikjõud oli eeldatavast 4,3% võrra suurem.

Tabel 14. Juhendi ACI 440.1R-15 järgi arvutatud ja katseliselt saadud põikjõudude ja paindekandevõime väärtused lubatud läbipainde juures

Katsekeha	Arvutuslik põikjõud	Tegelik põikjõud	Arvutuslik paindekandevõime	Tegelik paindekandevõime	Suhe
	kN		kNm		
Seeria I	4,9	12,4	2,1	5,3	0,40
Seeria II	5,9	14	2,5	6,0	0,42

Tabel 15. 2007. aasta juhendi ISIS Canada järgi arvutatud ja katseliselt saadud põikjõudude ja paindekandevõime väärtused lubatud läbipainde juures

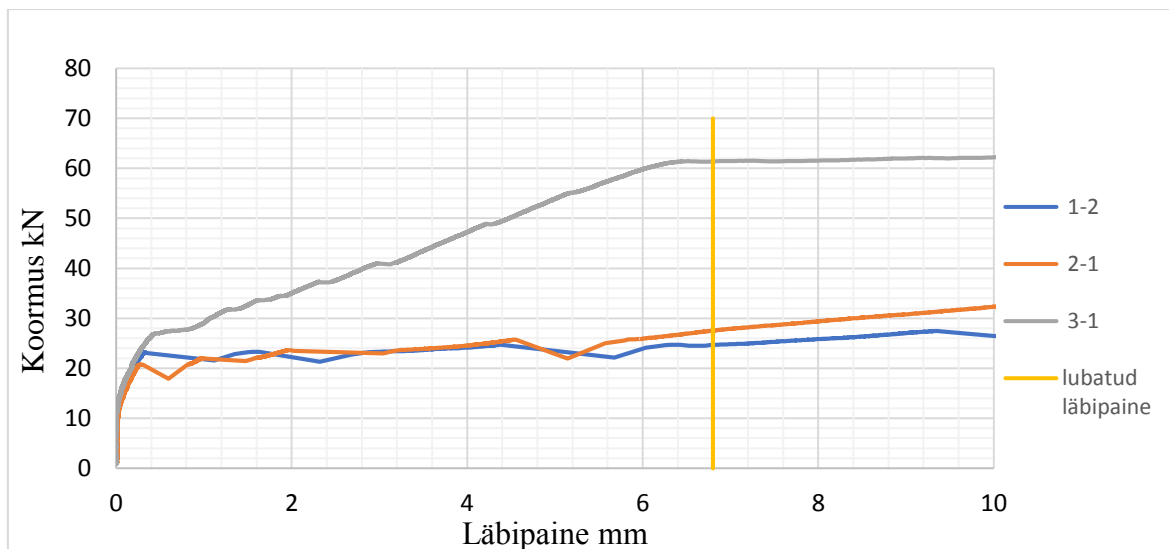
Katsekeha	Arvutuslik põikjõud	Tegelik põikjõud	Arvutuslik paindekandevõime	Tegelik paindekandevõime	Suhe
	kN		kNm		
Seeria I	4,7	12,4	2,0	5,3	0,38
Seeria II	5,8	14	2,7	6,0	0,41

Tabel 16. Ehituskonstruktori käsimaaratu kasutamisel arvutatud ja katseliselt saadud põikjõudude ja paindekandevõime väärtused terase puhul lubatud läbipainde juures

Katsekeha	Arvutuslik põikjõud	Tegelik põikjõud	Arvutuslik paindekandevõime	Tegelik paindekandevõime	Suhe
	kN		kNm		
Seeria III	28,8	30,1	12,2	12,8	0,96

Joonisel 23 on toodud igast seeriast ühe katsekeha paindediagramm. Graafikule on märgitud lubatud läbipaine, mis on arvutatud valemiga $l_{eff}/250$ ja mis on võrdne 6,8 mm. Joonisel 23 esitatud graafikutelt on näha, et lubatud läbipainde juures on suurem koormus (61,4 kN) taressarrusega katsekehal. Klaasplassarrustega mõlema seeria katsekehad näitasid

madalamat tulemust: kõige väiksemat koormust 24,8 kN lubatud läbipaine juures võttis vastu nelja 6 mm läbimõõduga klaasplastsarrusega sillus. Suurema läbimõõduga sarrusega (10 mm) katsekehade vastav väärtus ei olnud märgatavalt suurem kajäi 27,8 kN juurde.



Joonis 27. Kolme katseseeria paindediagrammid: **1** vastab klaasplastsarrustele nelja tõmbearmatuuriga läbimõõduga 6 mm; **2** - klaasplastsarrustele kahe tõmbearmatuuriga läbimõõduga 10 mm; **3** - terassarrustele kahe tõmbearmatuuriga läbimõõduga 10 mm.

Antud töö üheks eesmärgiks oli välja selgitada klaasplastsarrusega armeeritud betoonelementide kasutamise sobivust hoonete akende sillustena. Lubatud koormuste arvutuslike ja katseliste väärtuste arvutus on esitatud lisas 4.

Esimese seeria puhul Ameerika juhendi [25] järgi arvutatud taladele lubatud koormus ei tohi ületada 5,8 kN/m ning Kanada juhendi [24] järgi 5,5 kN/m. Tegelikult katsekeha võttis vastu koormust 14,6 kN/m.

Teine seeria, kus klaasplastsarruse läbimõõd oli suurem, Ameerika juhendi järgi lubatud koormus tuli 6,9 kN/m ning Kanada juhendi järgi 7,5 kN/m. Tegelikult katsekeha võttis vastu koormust 16,9 kN/m.

Ehituskonstruktori käsiraamatu järgi peab terassarrusega seeria betoontala vastu võtma koormust 33,8 kN/m. Katseliselt saadud tulemus oli mitteamaluliselt kõrgem – 35,4 kN/m.

Tulemustest võib järeldada, et klaasplastsarrusega armeeritud betoonelemente saab kasutada Kanada ja Ameerika juhendi järgi toodud koormuste juures.

KOKKUVÕTE

Klaasplastsarrustega betooni armeerimine on 20. sajandi teise poole ehitusmaailma suur saavutus. Antud polümeermaterjal leidis kasutamist ka teistes sfäärides, näiteks, õngeritva ja suusakeppide valmistamine, elektritoodetes ja meditsiiniseadmetes. Siiski tänu oma eripäraste omadustele oli peamine kasutusala ehitus.

Niiske keskkonna tingimustes on klaasplastsarrus korrosioonikindel, seda võib sadamate konstruktsioonides kasutada. Suur tõmbetugevus lubab kasutada klaasplastsarrust sildade ja suurte hoonete tugevdamisel ning materjal ei raskenda konstruktsiooni oma kerge kaalu tõttu.

Klaaskiu valmistamine on lihtne, aga nõuab teatud hoolikust. Tootmiseks kasutatakse tavaliselt E-klaasi ning sellest sulatatud olekust tõmmatakse kiud, mida koheselt kaetakse kaitsekihiga ja jahutatakse. Peale jahutamist saadakse klaaskiukimpe, mida järgneva pultrusiooni protsessi käigus kaetakse polümeeriga.

Magistritöös uuriti klaasplastsarrustega armeeritud silluste läbipainet ja paindekandevõimet. Klaasplastsarruste tootja on Venemaal tegutsev ettevõtte „Armastek“ ning ainus maaletooja Euroopas OÜ Donleon varustas klaasplastsarrustega katsete läbi viimiseks. Üheksa katsekeha valmistati betooni klassist C35/45 OÜ TMB Elemendi tootmistsehhis. Katsekehad olid jaotatud kolmeks erinevaks seeriaks, mis erinesid sarrustena kasutatavate materjalide poolest: kaks seeriat klaasplastarmatuuriga ja üks seeria terasarmatuuriga. Katsete läbiviimine põhines EVS-EN 846 – 9:2016 standardile. Katsekehade läbipainet ja paindekandevõimet arvutati tuginedes 2007. aastal ISIS Canada korporatsiooni ja 2015. aastal ACI komitee poolt välja antud juhenditele. Terassarrustega silluste arvutamisel kasutati ehituskonstruktori käsiraamatut.

Töö peamiseks eesmärgiks oli uurida klaasplastsarrusega armeeritud silluste paindetugevust ja läbipainet. Teostati katsekehade arvutuslike ja katseliselt saadud läbipainete ja paindekandevõime võrdlusanalüüs. Selgitati, kuidas erinev klaasplastsarruste arv, läbimõõdud ja kasutatav materjal mõjutavad läbipainet ja paindekandevõimet. Otsiti vastust küsimusele, kas saab klaasplastsarrustega armeeritud betoonelemente kasutada akende sillustena ja mis tingimustel.

Kolme seeria paindediagrammide võrdlemisel klaasplastsarrustega armeeritud talad näitasid madalat tulemust – lubatud läbipaine juures oli 6 ja 10 mm läbimõõduga sarrustega katsekehade koormus vastavalt 24,8 ja 27,8 kN. Kümne millimeetrise sarrusega sillus pidas kolme kilonjuutoni võrra suuremat koormust. Lubatud läbipaine juures näitas suuremat koormust terassarrustega armeeritud katsekeha, mille erinevus klaasplastsarrustest oli kahekordne.

Katseliselt saadud põikjõu ja paindekandevõime väärtused on enamasti juhendite järgi arvutatud tulemustest kõrgemad. Eriti suur erinevus on uuema ehk 2015. aastal ilmunud Ameerika juhendi järgi tehtud arvutustes. Käesolevas uuringus tehti kindlaks, et klaasplastsarrusega armeeritud betoontalad lubatud läbipainde juures võtavad tegelikult vastu vähemalt kaks korda suuremat koormust võrreldes arvutuslike väärtustega. Terasarrusega armeeritud sillused näitasid katsetes põikjõu ja paindekandevõime kõrgemaid väärtusi.

Antud uurimistöö kinnitas, et lubatud läbipaine juures võib kasutada klaasplastsarrusi akende sillustes koormustel, mis ei tohi ületada antud töös saadud arvutuslike väärtusi.

KASUTATUD KIRJANDUS

- [1] Pultron composites Mateenbar. [veebileht] <http://www.mateenbar.com/history-of-frp/> (13.04.2019).
- [2] State of the art report of fiber reinforced plastic (FRP) reinforcement for concrete structures. (2002). Guide ACI 440R-96. United States: ACI Committee 440. 68 lk.
- [3] Homemyhome. [veebileht] <https://homemyhome.ru/stekloplastikovaya-armatura.html> (07.05.2019).
- [4] **Callister W. D., Rethwisch D. G. jt.** (2015). Materials Science and Engineering. New Jersey: John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd. 962 lk.
- [5] **Mittal, G., Rhee, K. Y. jt.** (2018). Reinforcements in multi-scale polymer composites: Processing, properties and applications. - *Composites Part B Engineering*. Nr 138, lk. 122–139.
- [6] **Karasu, B., Iskender M. jt.** (2018). Glass Fibre Reinforced Concrete (GFRC). - *Journal of Science and Engineering*. Vol 5, Nr 1, lk. (136-162)
- [7] **Stickel, J. M., Nagarajan, M. jt.** (2012). Glass Fiber-Reinforced Composites: From Formulation to Application. - *International Journal of Applied Glass Science*. Nr 136, lk. 122–136.
- [8] **Fairuz, A. M., Sapuan, S. M. jt.** (2014). Polymer composite manufacturing using a pultrusion process: A review. - *American Journal of Applied Sciences*, 11(10), lk. 1798–1810.
- [9] Ивановский Механический Завод. [veebileht] https://iv-mashzavod.ru/liniya_spa.html (12.04.2019).
- [10] Armastek. [veebileht] <https://armastek.ru/kompozitnaya-armatura/stekloplastikovaya-armatura/> (15.04.2019).
- [11] Donleon OÜ. [veebileht] <https://donleon.ee/klaasplastarmatuur/> (10.11.2018).
- [12] Armastek USA. [veebileht] <https://armastekusa.com/gfrp-features/> (12.04.2019).

- [13] **Junaid, M. T., Elbana, A. jt.** (2019). Experimental study on the effect of matrix on the flexural behavior of beams reinforced with Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) bars. - *Composite Structures*. Nr 222, 10 lk.
- [14] Geopolümeerid. [veebileht]
https://et.wikipedia.org/wiki/Geopol%C3%BCmeerid#cite_note-IkodV-2 (20.05.2019)
- [15] **Partaukas N.** (2014). Experimental observations on mechanical behavior of fiberglass reinforced concrete beams. - *Proceedings of 19th International Conference. Mechanika 2014*, lk. 187-191.
- [16] **Enfedaque A., Cendon D., Galvez F., Sanchez-Galvez V.** (2010). Analysis of glass fiber reinforced cement (GRC) fracture surfaces. - *Construction and bulding materials*. Nr 24, lk. 1302-1308.
- [17] **Gelbrich S., Funke H., Ehrlich A., Kroll L.** (2017). Flexible fiber-reinforced plastic formworks for the production of curved textile-reinforced concrete. - *Advances in structuracl engineering*. Vol. 21(4), lk. 580-588.
- [18] **Avdeeva A., Shlykova I., Antonova M., Barabanschikov Y., Belyaeva S.** (2016). Reinforcement of concrete structures by fiberglass rods. - *MATEC Web of Conferences*.Nr 53, 5 lk.
- [19] **Pinto C., Andrade-Silva L. G. jt.** (2007). Study of ionizing radiation on the properties of polyamide 6 with fiberglass reinforcement. - *Radiation physics and chemistry*. Nr 76, lk. 1708-1710.
- [20] **Jõgi M.** 2014. Klaaskiudsarrusega armeeritud silluste mehaaniliste omaduste uurimine. Magistritöö. Eesti Maaülikooli matsandus- ja maaehitusinstituut. Tartu. 64 lk.
- [21] **Timma T.** 2016. Klaaskiusarruse nakketugevuse määramine väljatõmbekatsega. Magistritöö. Eesti Maaülikooli matsandus- ja maaehitusinstituut. Tartu. 55 lk.
- [22] **Maask Henry.** 2018. Klaasplastsarrusega betoontalade läbipainde uurimine. Magistritöö. Eesti Maaülikooli matsandus- ja maaehitusinstituut. Tartu. 61 lk.
- [23] **Turja I.** 2018. Klaasplastsarrusega betoontalade paindetõmbetugevuse tulekahjujärgne uurimine. Magistritöö. Eesti Maaülikooli matsandus- ja maaehitusinstituut. Tartu. 72 lk.

[24] **Newhook., Svecova, D. jt.** (2007). Reinforcing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers: design manual No. 3, Version 2. Canada: ISIS Canada Corporation, 151 lk.

[25] Guide for the Design and construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars. (2015). Guide ACI 440.1R-15. United States: ACI Committee 440, 86 lk.

[26] **Masso T. jt.** 2014. Ehituskonstruktori käsiraamat, Tallinn: Autorid ja Ehitame kirjastus, 577 lk.

[27] Methods of test for ancillary components for masonry – Part 9: Determination of flexural resistance and shear resistance of lintels. (2016). Eesti standard EVS-EN 846-9:2016. Tallinn: Eesti standardikeskus. [veebileht] <https://www.evs.ee/tooted/evs-en-846-9-2016> (02.03.2016).

LISAD

Lisa 1. Esimese seeria katsekehade lahenduskäik (ISIS Canada projekteerimisjuhend)

Arvutused on tehtud ISIS Canada konstrueerimisjuhendi järgi [24].

Klaasplastsarruse läbimõõt 4ø6 mm.

Ristlõike paindekandevõime.

Tuginedes konstrueerimisjuhistele ei võeta ristlõike paindekandevõime arvutamisel survearmatuuri A_{s2} arvesse.

- Ristlõike armeerimistegur (2.1):

$$\rho_{frp} = \frac{A_{frp}}{bd} = \frac{113}{190 \cdot 166} = 0,00358,$$

- Täisnurkset pingajaotust arvestavad tegurid (2.2), (2.3) :

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015 f_{ck} = 0,85 - 0,0015 \cdot 35 = 0,798,$$

$$\beta_1 = 0,97 - 0,0025 f_{ck} = 0,97 - 0,0025 \cdot 35 = 0,883,$$

- Normaalarmeeritud ristlõikele vastav armeerimistegur (2.4):

$$\begin{aligned} \rho_{frpb} &= \alpha_1 \beta_1 \frac{\phi_c f_{ck} \varepsilon_{cu}}{\phi_{frp} f_{frpu} (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{frpu})} = \\ &= 0,798 \cdot 0,883 \cdot \frac{0,65 \cdot 35 \cdot 0,0035}{0,75 \cdot 1000 \cdot (0,0035 + 0,024)} = 0,0027, \end{aligned}$$

- Pinge tõmbearmatuuris (2.5):

$$\begin{aligned} f_{frp} &= 0,5 E_{frp} \varepsilon_{cu} \left(\sqrt{1 + \frac{4 \alpha_1 \beta_1 \phi_c f_{ck}}{\rho_{frp} \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{cu}}} - 1 \right) = \\ &= 0,5 \cdot 50000 \cdot 0,0035 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4 \cdot 0,798 \cdot 0,883 \cdot 0,65 \cdot 35}{0,00358 \cdot 0,75 \cdot 50000 \cdot 0,0035}} - 1 \right) = 938,4 \text{ MPa}. \end{aligned}$$

- Pingele vastava tõmbearmatuuri deformatsioon (2.6):

$$\varepsilon_{frp} = \frac{f_{frp}}{E_{frp}} = \frac{938,4}{50000} = 0,0188.$$

Lisa 1 järg.

- Survetsooni kõrgus (2.7):

$$c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{frp}} d = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,0188} \cdot 166 = 26,1 \text{ mm.}$$

- Ristlõike paindekandevõime (2.8):

$$\begin{aligned} M_{rd} &= A_{frp} \phi_{frp} f_{frp} \left(d - \frac{\beta c}{2} \right) = \\ &= 113 \cdot 0,75 \cdot 938,4 \cdot \left(166 - \frac{0,883 \cdot 26,1}{2} \right) = 12,3 \cdot 10^6 = 12,3 \text{ kNm.} \end{aligned}$$

Järeldus: arvutuslik silluse paindekandevõime $M_{rd} = 12,3 \text{ kNm}$.

Ristlõike põikjõukandevõime

- Ristlõike paindekandevõimele vastav lauskoormus (2.9):

$$q = \frac{8M_{Rd}}{l_{eff}^2} = \frac{8 \cdot 12,3}{1,7^2} = 34,0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}.$$

- Suurim ristlõikes mõjuv põikjõud (2.10):

$$V_{Ed} = \frac{ql_{eff}}{2} = \frac{34,0 \cdot 1,7}{2} = 28,9 \text{ kN.}$$

- Põikjõust pragunenud betooni tugevuse vähendustegur (2.11):

$$v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250} \right) = 0,516.$$

- Survevarraste kaldnurga siinus, lähtudes põikjõust $V_{Ed} = 28,9 \text{ kN}$ (2.12):

$$\sin \theta = \sqrt{\frac{A_{sw} f_{ywd}}{s b_w v_1 f_{cd}}} = \sqrt{\frac{56,6 \cdot 435}{95 \cdot 190 \cdot 0,516 \cdot 23,3}} = 0,337.$$

Lisa 1 järg.

- Nurk betoonkaldvarda ja elemendi pikitelje vahel (2.13):

$$\theta = \sin^{-1}(\theta) = \sin^{-1} 0,337 = 19,7^\circ,$$

$$\cot \theta = \cot(19,7) = 2,5 > 2,5 \rightarrow \cot \theta = 2,5.$$

- Arvutuslik põikjõukandevõime (2.14):

$$\begin{aligned} V_{rd} &= V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta = \\ &= \frac{56,6}{95} \cdot 149,4 \cdot 435 \cdot 2,5 = 96799 \text{ N} = 96,8 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 28,9 \text{ kN}. \end{aligned}$$

Järelikult on ristlõike arvutuslikult saadud paindekandevõimele vastav põikjõukandevõime tagatud.

Ristlõike arvutuslik läbipaine

- Redutseeritud ristlõike telgede välja arvutamine ristlõike tõmmatud serva suhtes (2.15):

$$y_t = \frac{A_{s,con} y_{con} + A_{s,frp} y_{frp}}{A_{s,con} + A_{s,frp}} = \frac{190^2 \cdot 95 + 113 \cdot 24}{190^2 + 113} = 94,8 \text{ mm}.$$

- Armatuuri ja betooni elastsusmoodulite suhe (2.16):

$$n_{frp} = \frac{E_{frp}}{E_{cm}} = \frac{50000}{34000} = 1,471.$$

- Pragunemata ristlõike inertsimoment (2.17):

$$I_{con} = \frac{bh^3}{12} = \frac{190 \cdot 190^3}{12} = 108,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

Lisa 1 järg.

- Redutseeritud praota ristlõike telginertsimoment (2.18), (2.19), (2.20) :

$$I_t = I_{con} + a_{con}^2 A_{con} + (n_{frp} - 1) A_{frp} a_{frp}^2 =$$
$$= 108,6 \cdot 10^6 + 0,2^2 \cdot 190 \cdot 190 + (1,471 - 1) \cdot 113 \cdot 70,8^2 = 108,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

$$a_{con} = \left(y_t - \frac{b}{2} \right) = \left(94,8 - \frac{190}{2} \right) = 0,2 \text{ mm}.$$

$$a_{frp} = (y_t - y_{frp}) = 70,8 \text{ mm}.$$

- Armeerimistegur (2.21):

$$\rho = \frac{A_{frp}}{bd} = \frac{113}{190 \cdot 166} = 0,00358.$$

- Tegur k (2.22):

$$k = \sqrt{(\rho n_{frp})^2 + 2\rho n_{frp}} - \rho n_{frp} =$$
$$= \sqrt{(0,00358 \cdot 1,471)^2 + 2 \cdot 0,00358 \cdot 1,471} - 0,00358 \cdot 1,471 = 0,097.$$

Pragunenud ristlõike inertsimoment (2.23):

$$I_{cr} = \frac{bd^3}{3} k^3 + n_{frp} A_{frp} d^2 (1 - k)^2 =$$
$$= \frac{190 \cdot 166^3}{3} 0,097^3 + 1,471 \cdot 113 \cdot 166^2 \cdot (1 - 0,097)^2 = 4,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

- Prao tekkimisele vastav paindemoment (2.24):

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} I_t}{y_t} = \frac{3,2 \cdot 108,9 \cdot 10^6}{94,8} = 3,676 \cdot 10^6 \text{ Nmm}.$$

Lisa 1 järg.

- Efektiivne inertsimoment (2.25):

$$I_e = \frac{I_t I_{cr}}{I_{cr} + \left(1 - 0,5 \left(\frac{M_{cr}}{M_{rd}}\right)^2\right) (I_t - I_{cr})} =$$
$$= \frac{108,9 \cdot 10^6 \cdot 4,0 \cdot 10^6}{4,0 \cdot 10^6 + \left(1 - 0,5 \left(\frac{3,676 \cdot 10^6}{12,3 \cdot 10^6}\right)^2\right) (108,9 \cdot 10^6 - 4,0 \cdot 10^6)} = 4,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

- Silluse läbipaine (2.26):

$$\Delta_{max} = \frac{Pl^3}{24E_{cm}I_e} = \frac{28900 \cdot 1700^3}{24 \cdot 34000 \cdot 4,2 \cdot 10^6} = 41,4 \text{ mm}.$$

kus P – silluse koormamisel rakendatav punktkoormus N.

Põikjõukandevõime lubatud läbipaindel 6,8 mm (2.27)

$$Q = \frac{24E_{cm}I_e\Delta_{adm}}{L^3} = \frac{24 \cdot 34000 \cdot 4,2 \cdot 10^6 \cdot 6,8}{1700^3} = 4,7 \text{ kN}.$$

Lisa 2. Esimese seeria katsekehade lahenduskäik (ACI 440.1R-15 projekteerimisjuhend)

Arvutused on tehtud Ameerika konstrueerimisjuhendi järgi [25].

Klaasplastsarruse läbimõõt 4ø6 mm.

Ristlõike paindekandevõime.

Tuginedes konstrueerimisjuhistele ei võeta ristlõike paindekandevõime arvutamisel survearmatuuri A_{s2} arvesse.

- Konstruktsiooni materjali omadused (2.28):

$$C_E = 0,8,$$

$$f_{fu} = C_E f_u^* = 0,8 \cdot 1000 = 800 \text{ MPa.}$$

Tugevuse vähendamise teguri määramine

- Ristlõike armeerimistegur (2.1):

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} = \frac{113}{190 \cdot 166} = 0,00358.$$

- Normaalarmeeritud ristlõikele vastav armeerimistegur (2.29), (2.30):

$$\begin{aligned} \rho_{fb} &= 0,85\beta_1 \frac{f_c'}{f_{fu}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}} = \\ &= 0,85 \cdot 0,65 \cdot \frac{35}{1000} \frac{50000 \cdot 0,003}{50000 \cdot 0,003 + 1000} = 0,00252. \end{aligned}$$

$$\frac{\rho_f}{\rho_{fb}} = \frac{0,00358}{0,00252} = 1,42.$$

Järeldus: $\rho_f \geq 1,4\rho_{fb}$, seega ristlõige on survele kontrollitud.

Betooni osavarutegur $\phi = 0,65$.

Lisa 2 järg.

- Pinge tõmbearmatuuris (2.31):

$$f_f = \sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \beta_1 f_c'}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} - 0,5 E_f \varepsilon_{cu} \leq f_{fu}$$

$$f_f = \sqrt{\frac{(50000 \cdot 0,003)^2}{4} + \frac{0,85 \cdot 0,65 \cdot 35}{0,00358} \cdot (50000 \cdot 0,003)} - 0,5 \cdot (50000 \cdot 0,003) = 828 \leq 800 \text{ MPa.}$$

Nominaalne paindekandevõime M_n ja arvutuslik ϕM_n paindekandevõime

- Survetsooni kõrgus (2.32):

$$a = \frac{A_f f_f}{0,85 f_c' b} = \frac{113 \cdot 800}{0,85 \cdot 35 \cdot 190} = 15,9 \text{ mm.}$$

- Nominaalne paindekandevõime (2.33):

$$M_n = A_f f_f \left(d - \frac{a}{2} \right) = 113 \cdot 800 \left(166 - \frac{15,9}{2} \right) = 14,3 \cdot 10^6 = 14,3 \text{ kNm.}$$

- Arvutuslik ϕM_n paindekandevõime (2.34):

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 14,3 = 9,3 \text{ kNm.}$$

Järeldus: arvutuslik silluse paindekandevõime $M_{rd} = 9,3 \text{ kNm}$.

Ristlõike põikjõukandevõime

- Ristlõike paindekandevõimele vastav lauskoormus (2.9):

$$q = \frac{8 M_{Rd}}{l_{eff}^2} = \frac{8 \cdot 9,3}{1,7^2} = 25,7 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}.$$

Lisa 2 järg.

- Suurim ristlõikes mõjuv põikjõud (2.10):

$$V_{Ed} = \frac{ql_{eff}}{2} = \frac{25,7 \cdot 1,7}{2} = 21,9 \text{ kN}$$

- Põikjõust pragunenud betooni tugevuse vähendustegur (2.11):

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516.$$

- Survevarraste kaldnurga siinus, lähtudes põikjõust $V_{Ed} = 21,9 \text{ kN}$ (2.12):

$$\sin \theta = \sqrt{\frac{A_{sw} f_{ywd}}{s b_w v_1 f_{cd}}} = \sqrt{\frac{56,6 \cdot 435}{95 \cdot 190 \cdot 0,516 \cdot 23,3}} = 0,337.$$

- Nurk betoonkaldvarda ja elemendi pikitelje vahel (2.13):

$$\theta = \sin^{-1}(\theta) = \sin^{-1} 0,337 = 19,7^\circ,$$

$$\cot \theta = \cot(19,7) = 2,5 > 2,5 \rightarrow \cot \theta = 2,5.$$

- Arvutuslik põikjõukandevõime (2.14):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta =$$

$$= \frac{56,6}{95} \cdot 149,4 \cdot 435 \cdot 2,5 = 96799 \text{ N} = 96,8 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 21,9 \text{ kN}.$$

Järelikult on ristlõike arvutuslikult saadud paindekandevõimele vastav põikjõukandevõime tagatud.

Lisa 2 järg.

Ristlõike arvutuslik läbipaine

- Redutseeritud ristlõike telgede välja arvutamine ristlõike tõmmatud serva suhtes

(2.15):

$$y_t = \frac{A_{s,con} y_{con} + A_{s,frp} y_{frp}}{A_{s,con} + A_{s,frp}} = \frac{190^2 \cdot 95 + 113 \cdot 24}{190^2 + 113} = 94,8 \text{ mm}$$

- Armatuuri ja betooni elastsusmoodulite suhe (2.16):

$$n_{frp} = \frac{E_{frp}}{E_{cm}} = \frac{50000}{34000} = 1,471.$$

- Pragunemata ristlõike inertsimoment (2.17):

$$I_{con} = \frac{bh^3}{12} = \frac{190 \cdot 190^3}{12} = 108,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

- Redutseeritud praota ristlõike telginertsimoment (2.18), (2.19), (2.20) :

$$I_t = I_{con} + a_{con}^2 A_{con} + (n_{frp} - 1) A_{frp} a_{frp}^2 =$$

$$= 108,6 \cdot 10^6 + 0,3^2 \cdot 190 \cdot 190 + (1,471 - 1) \cdot 113 \cdot 68,8^2 = 108,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4,$$

$$a_{con} = \left(y_t - \frac{b}{2} \right) = \left(94,8 - \frac{190}{2} \right) = 0,3 \text{ mm},$$

$$a_{frp} = (y_t - y_{frp}) = 68,8 \text{ mm}.$$

- Armeerimistegur (2.21):

$$\rho = \frac{A_{frp}}{bd} = \frac{113}{190 \cdot 166} = 0,00358.$$

- Tegur k (2.22):

$$k = \sqrt{(\rho n_{frp})^2 + 2\rho n_{frp}} - \rho n_{frp} =$$

$$= \sqrt{(0,00358 \cdot 1,471)^2 + 2 \cdot 0,00358 \cdot 1,471} - 0,00358 \cdot 1,471 = 0,097.$$

Lisa 2 järg.

- Pragunenud ristlõike inertsimoment (2.23):

$$I_{cr} = \frac{bd^3}{3} k^3 + n_{frp} A_{frp} d^2 (1 - k)^2 =$$
$$= \frac{190 \cdot 166^3}{3} 0,097^3 + 1,471 \cdot 113 \cdot 166^2 \cdot (1 - 0,097)^2 = 4,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

- Prao tekkimisele vastav paindemoment (2.24):

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} I_t}{y_t} = \frac{3,2 \cdot 108,9 \cdot 10^6}{94,8} = 3,676 \cdot 10^6 \text{ Nmm}.$$

- Efektiivne inertsimoment (2.25):

$$I_e = \frac{I_t I_{cr}}{I_{cr} + \left(1 - 0,5 \left(\frac{M_{cr}}{M_{rd}}\right)^2\right) (I_t - I_{cr})} =$$
$$= \frac{108,9 \cdot 10^6 \cdot 4,0 \cdot 10^6}{4,0 \cdot 10^6 + \left(1 - 0,5 \left(\frac{3,676 \cdot 10^6}{9,3 \cdot 10^6}\right)^2\right) (108,9 \cdot 10^6 - 4,0 \cdot 10^6)} = 4,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

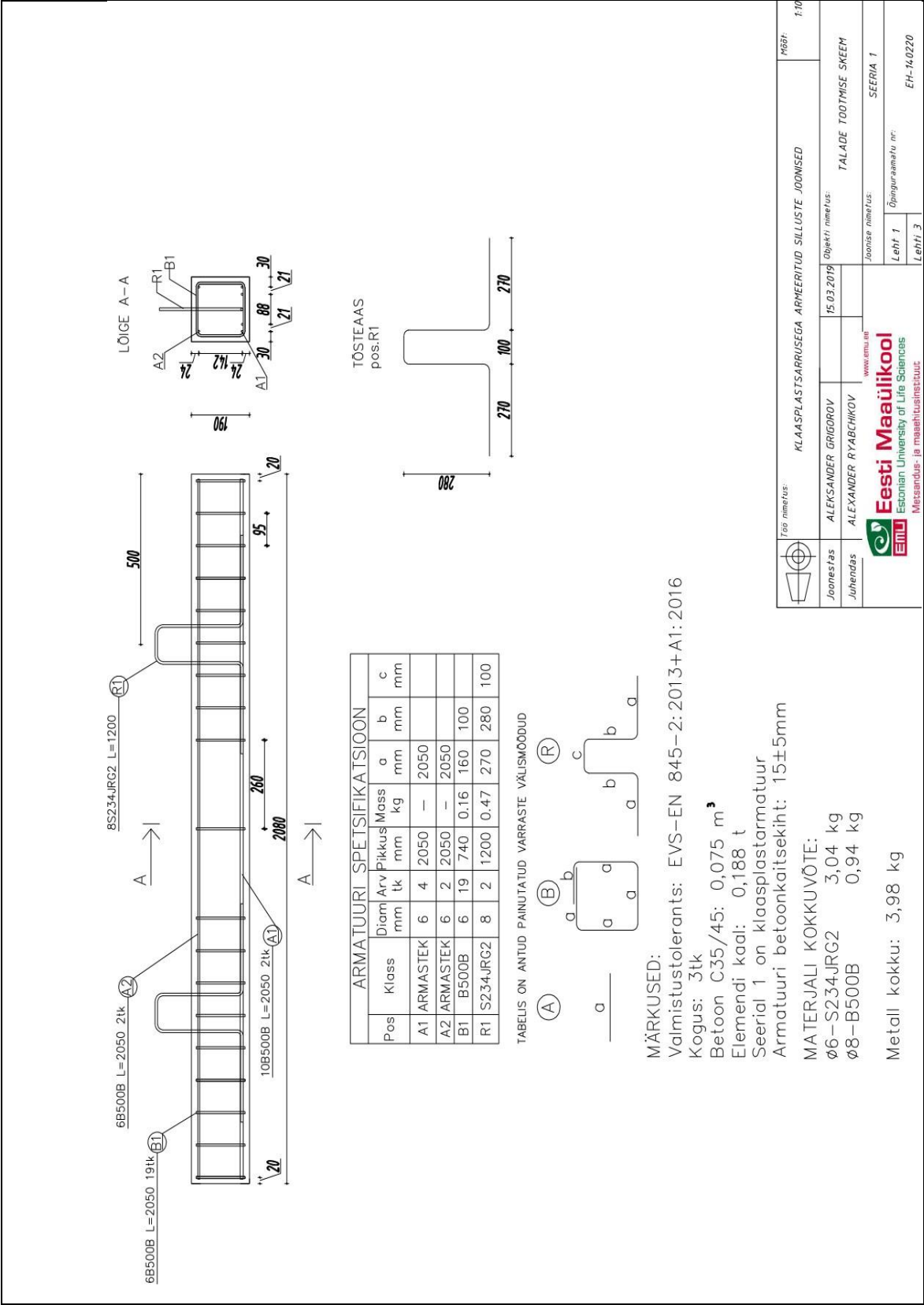
- Silluse läbipaine (2.26):

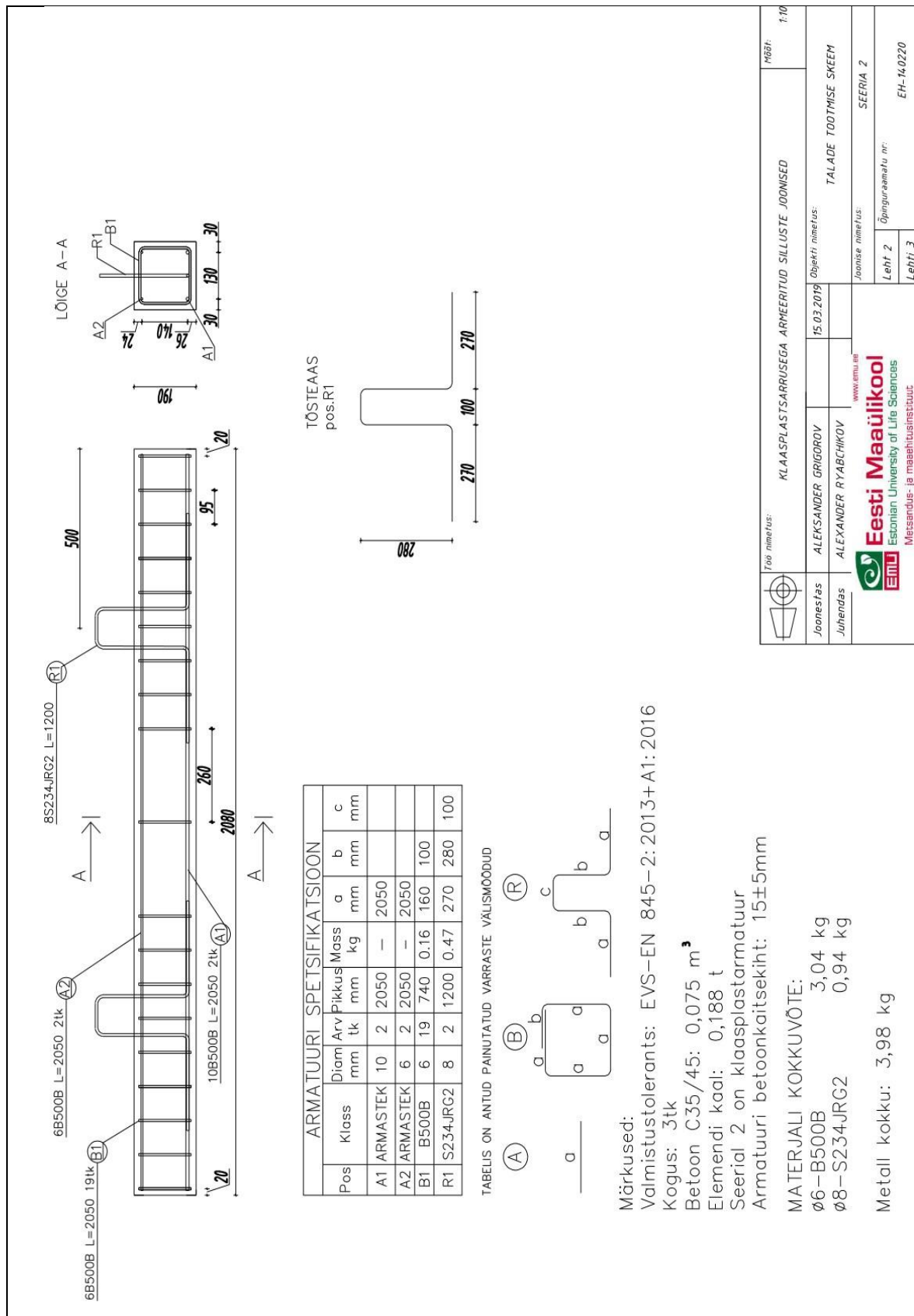
$$\Delta_{max} = \frac{Pl^3}{24E_{cm}I_e} = \frac{21900 \cdot 1700^3}{24 \cdot 34000 \cdot 4,3 \cdot 10^6} = 30,7 \text{ mm}.$$

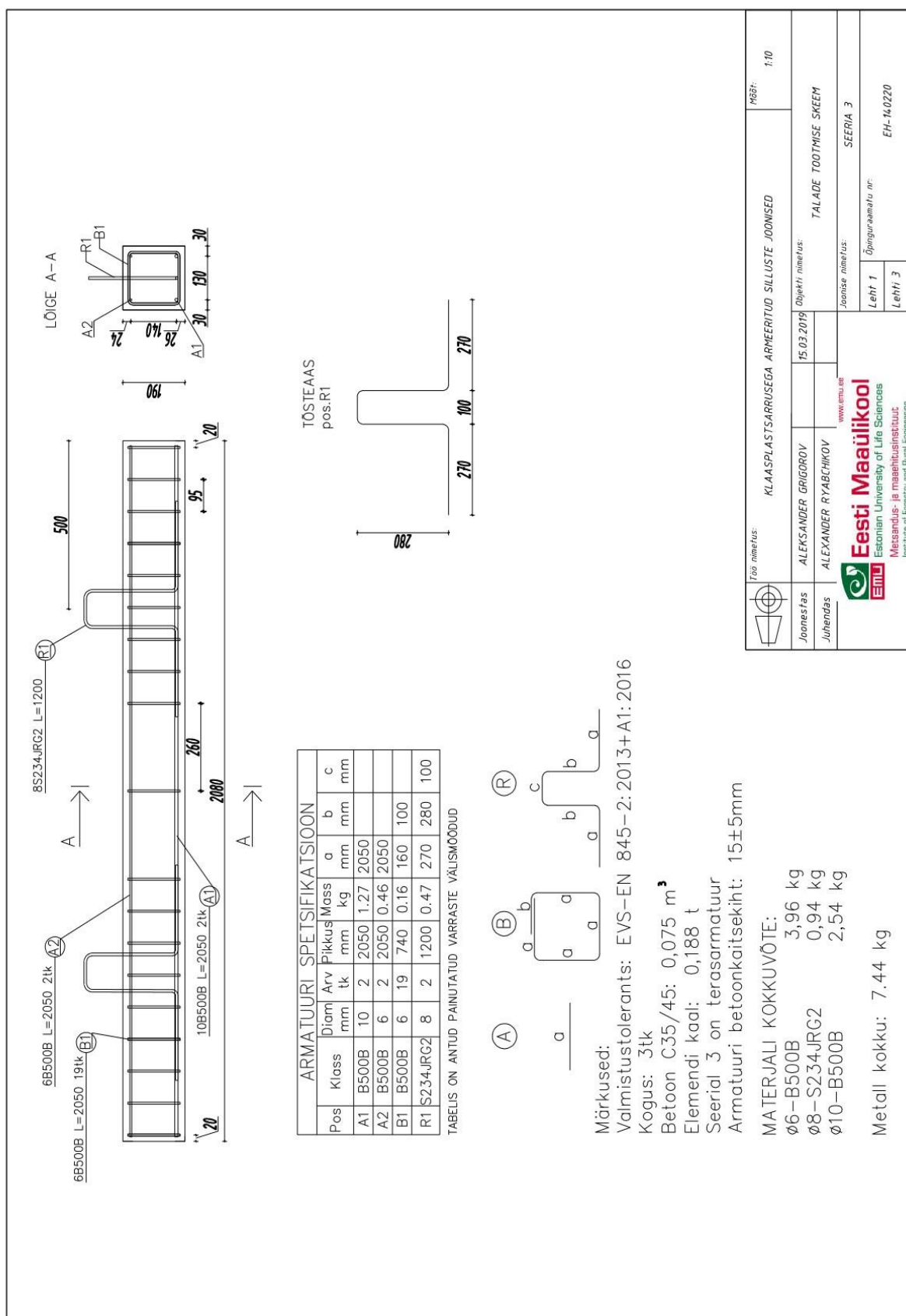
Põikjõukandevõime lubatud läbipaindel 6,8 mm (2.27):

$$Q = \frac{24E_{cm}I_e\Delta_{adm}}{L^3} = \frac{24 \cdot 34000 \cdot 4,3 \cdot 10^6 \cdot 6,8}{1700^3} = 4,9 \text{ kN}.$$

Lisa 3. Betoonsilluste tootmise skeemid







Lisa 4. Lubatud koormuse arvutus lubatud läbipaine juures

Lähteandmed on võetud tabelitest 14-16.

Arvutuslike väärtuste järgi.

ACI 440-1R-15 järgi tehtud arvutused [25]:

- Seeria I, $M_{rd} = 2,1 \text{ kNm}$, vastav lauskoormus (2.9):

$$q_1 = \frac{8M_{rd}}{l_{eff}^2} = \frac{8 \cdot 2,1}{1,7^2} = 5,8 \text{ kN/m} .$$

- Seeria II, $M_{rd} = 2,5 \text{ kNm}$, vastav lauskoormus (2.9):

$$q_2 = \frac{8M_{rd}}{l_{eff}^2} = \frac{8 \cdot 2,5}{1,7^2} = 6,9 \text{ kN/m} .$$

ISIS Canada järgi tehtud arvutused [24]:

- Seeria I, $M_{rd} = 2,0 \text{ kNm}$, vastav lauskoormus (2.9):

$$q_1 = \frac{8M_{rd}}{l_{eff}^2} = \frac{8 \cdot 2,0}{1,7^2} = 5,5 \text{ kN/m} .$$

- Seeria II, $M_{rd} = 2,7 \text{ kNm}$, vastav lauskoormus (2.9):

$$q_2 = \frac{8M_{rd}}{l_{eff}^2} = \frac{8 \cdot 2,7}{1,7^2} = 7,5 \text{ kN/m} .$$

Ehituskonstruktori käsiraamatu järgi tehtud arvutused [26]:

- Seeria III, $M_{rd} = 12,2 \text{ kNm}$, vastav lauskoormus (2.9):

$$q_3 = \frac{8M_{rd}}{l_{eff}^2} = \frac{8 \cdot 12,2}{1,7^2} = 33,8 \text{ kN/m} .$$

Katseliselt saadud tulemuste järgi.

- Seeria I, $M_{rd} = 5,3 \text{ kNm}$, vastav lauskoormus (2.9):

$$q_1 = \frac{8M_{rd}}{l_{eff}^2} = \frac{8 \cdot 5,3}{1,7^2} = 14,6 \text{ kN/m} .$$

- Seeria II, $M_{rd} = 6,0 \text{ kNm}$, vastav lauskoormus (2.9):

$$q_2 = \frac{8M_{rd}}{l_{eff}^2} = \frac{8 \cdot 6,0}{1,7^2} = 16,6 \text{ kN/m} .$$

- Seeria III, $M_{rd} = 12,8 \text{ kNm}$, vastav lauskoormus (2.9):

$$q_3 = \frac{8M_{rd}}{l_{eff}^2} = \frac{8 \cdot 12,8}{1,7^2} = 35,4 \text{ kN/m} .$$

Lisa 5. Lihtlitsents lõputöö salvestamiseks ja üldsusele kättesaadavaks tegemiseks ning juhendaja kinnitus lõputöö kaitsmisele lubamise kohta

Mina, Aleksander Grigorov,

Sünniaeg 02.03.1995,

1. annan Eesti Maaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud lõputöö
Klaasplatsarrusega armeeritud silluste paindetugevuse ja läbipainde uurimine,
mille juhendaja on Alexander Ryabchikov,

1.1. salvestamiseks säilitamise eesmärgil,

1.2. digiarhiivi DSpace lisamiseks ja

1.3. veebikeskkonnas üldsusele kättesaadavaks tegemiseks

kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni;

2. olen teadlik, et punktis 1 nimetatud õigused jäävad alles ka autorile;

3. kinnitan, et lihtlitsentsi andmisega ei rikuta teiste isikute intellektuaalomandi ega
isikuandmete kaitse seadusest tulenevaid õigusi.

Lõputöö autor

Allkiri

Tartu, 31.05.2019

Juhendaja(te) kinnitus lõputöö kaitsmisele lubamise kohta

Luban lõputöö kaitsmisele.

Alexander Ryabchikov

(juhendaja nimi ja allkiri)

_____ 31.05.2019

(kuupäev)